

Higher National School of Hydraulic

The Library

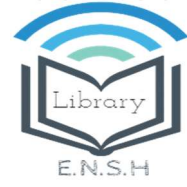
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable des centres ruraux de Sidi Amar,
Merad et Menacer (w. Tipaza).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-08

APA Citation (APA توثيق):

**Bouziane, Fatma Zohra (2008). Alimentation en eau potable des centres ruraux de
Sidi Amar, Merad et Menacer (w. Tipaza)[Mem Ing, ENSH].**

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau
Potable**

THEME

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DES CENTRES RURAUX DE SIDI AMAR,
MERAD ET MEUNACER (W.TIPAZA)**

Présenté par :

M^{elle} : ^{elle} BOUZIANE Fatima Zohra

Promoteur :

M^{me} DARNOUNI .F

Devant le jury composé de :

Président : M^r T. KHETTAL

**Examineurs : M^r A. AYADI
M^{me} M. KAHLERASS
M^r A. HECHEMI
M^r A. RASSOUL**

07 Juillet 2008

Dédicaces


Je dédie ce mémoire de fin d'études à :


- 🌸 Mon cher père M'HAMED, ancien étudiant de l'ENSH pour son soutien indéfectible durant tout mon cursus qu'il soit moral ou matériel.
- 🌸 Ma mère KHADIDJA pour ses veillées auprès de mes chevilles jusqu'à extinction de la lumière alors que j'étudiais.
- 🌸 Mon unique sœur HAMIDA, sans oublier ROUKAIA
- 🌸 Tous mes oncles , tantes et leurs enfants.
- 🌸 Tous mes amis sans exception
- 🌸 Tous mes collègues de promotion de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique


Fatima Zohra

Remerciements

Au terme de ce travail il m'est doublement agréable d'exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice, Madame DARNOUNI FOUZIA qui m'a encadré pour l'accomplissement de mon mémoire de fin d'études, c'est ainsi que je voudrais féliciter cette grande dame pour son existence, et pour le travail qu'elle accomplit dans un domaine à l'existence extrêmement important pour tout le monde.

 Permettez-moi de féliciter M.SALAH BOUALEM pour sa mobilisation, sa mise à disposition de son savoir, sa documentation pour l'établissement de ce travail.

 En fin je voudrais également féliciter Monsieur : AYADI le doyen de notre école, Monsieur KHATEL qui m'a fait l'honneur d'être mon président du jury et ces membres.

 Tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Fatima Zohra

ملخص

مذكرة التخرج هذه تعالج نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمناطق الريفية لكل من بلدية مراد.سيدي عمر و مناصر انطلاقا من منشآت هيدروليكية مصدر مياهها سد بوكر دان منطقة الدراسة تقع جنوب ولاية تيبازة في الحدود الغربية لسهل متيجة.

هذه الدراسة تهدف إلى تحسين ظروف المعيشية لسكان الريفيين من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب مؤمنين لهم حياة أفضل. في أراضيهم الأصيلة عسى هذا أن يضع حدا لنزوحهم نحو المدن

Résumé

Ce présent mémoire de fin d'étude traite la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable des zones rurales des communes de Meurad, Sidi Amar et Meunaceur à partir d'infrastructures hydrauliques existantes dont la source d'eau est le barrage de Boukourdane.

La zone d'étude est située dans le territoire de la wilaya de Tipaza à la limite ouest de la plaine de la Mitidja.

Le but de l'étude est d'améliorer le niveau de vie des populations rurales en matière d'AEP afin de les maintenir sur place pour éviter l'exode rurale.

Summary

This present work treats the general conception of a drinking water supply network of the rural zones of the towns of Meurad, Sidi Amar and Meunacer .

from existing hydraulic infrastructures wich are supplied from the Boukourdane daw.

The study zone is situated in the territory of Tipaza wilaya. In the western border of the Mitidja trill.

The drim of the study is to improve the living conditions of rural population as far as the drinking water supply is concerned in order to maintaur them there and avoid the rural exodus.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre N°1 : Présentation des communes	
I.1- Situation Géographique2
I. 2- Situation Topographique	2
I. 3-Specifites de la zone d'étude.....	2
I. 4- Situation géologique et hydrogéologiques.....	3
I.4-A-Cadre géologique général et sismicité de la région	3
I. 4-B-Cadre géologique LOCAL.....	4
I. 4-C-Hydrogéologie de la région.....	5
I.5-Qualité des eaux.....	.5
I.6-Eaux de surface	5
Conclusion7
Chapitre N°II : Les besoins en eaux	
Introduction.....	12
II.1 – Désignation des centres de chaque commune et de leur nombre d'habitants respectifs.....	12
II.2- Evolution de la population.....	14
II.3- Catégories des besoins.....	15
II.4- Besoins moyens journaliers15
II.4 .1Besoins moyens journaliers par commune	15
II.5. Caractéristique de la consommation en eau.....	16
II.5.1- Etude des variations des débits16

II.5.2- Consommations maximales journalières	17
II.5.3- Consommations maximales journalières	17
II.5.4- Coefficient d'irrégularité horaire.....	17
II.6. Calcul des consommations journalières maximales	20
II.6. 1. Commune de Meured.....	20
II.6. 1-1 Fadjana.....	24
II. 6.1-2 Mosseli	25
II. 6.1-3 Nedjari.....	27
II.6. 1-4 Taibi.....	28
II.6. 2- Commune de Sidi Amar.....	29
II.6. 3- Commune de Menaceur.....	32
Conclusion.....	34

Chapitre N°III : Réservoirs

Introduction.....	35
III.1.Emplacement des réservoirs	35
III.2. Rôles des réservoirs.....	35
III.3. Calcul de la capacité total de stockage pour les centres ruraux : SIDI AMAR – MENACEUR - MARED SIDI AMAR –MENACEUR - MERAD	37
III.4. Construction des réservoirs.....	41
III.5. Equipement du réservoir.....	41
III.5-1 Départ de la conduite de distribution.....	41
III.5-2 Trop plein.....	42
III.5-3 Vidange.....	42
Conclusion	42

Chapitre N°IV : Réseau de distribution

- Introduction.....	43
IV. 1-Classification du réseau d'A.E.P	43
IV. 1.1- La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération	43
IV. 1.1. a-réseau unique..	43
IV. 1.1. b-réseau en zones étagées..	43

IV. 2- Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau	43
IV. 2.1 -réseau ramifié.....	43
IV. 2.1.a-Dimensionnement du réseau ramifié	43
IV. 2.1-b Mode de calcul d'un réseau ramifié.....	44
IV. 2.2.b-Le réseau maillé.....	47
IV. 2.2-a Avantage du réseau maillé.....	48
IV. 2.2-b Principe du tracer du réseau maille.....	48
IV. 3- Calcul du réseau maillé.....	48
IV.3.1.FADJANA	49
IV.3.2-MOSSELI	54
IV.3.3-NADJARI	56
IV.3.4-TAIBI	57
IV4-Calcul des débits correctifs	59.
IV.5- Calcul du réseau.....	59.

Chapitre N°V : Adduction

<i>Définition</i>	72
V.1-Choix du tracé.....	72
V.2- Choix du matériau.....	72
V.3. Dimensionnement des conduites de refoulement.....	73.
V.3. 1.- Détermination des diamètres économiques.....	73
V.3. 2- Détermination des nouvelles hauteurs manométriques pour les nouveaux diamètres.....	76
V.4. Dimensionnement des conduites Gravitaires	78
V.4-1- Adduction du réservoir HALEK au point de piquage SIDI AMAR.....	78
V. 4-2-Adduction du point de piquage SIDI AMAR au point de piquage MENACEUR.....	80
V.4-3- Adduction du point de piquage MENACEUR—FADJANA.....	82
Conclusion.....	84.

Chapitre N°VI : Pose de canalisation et accessoires

Introduction.....	85
VI.I : Pose de canalisation.....	85
VI-I-2 : Principe de pose des canalisations.....	85
VI. I-3 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	85
VI.I.4 : Pose de canalisation dans un mauvais terrain	86
VI.I-5 : Pose de canalisation en galerie.....	87
VI.I-6 : Traversée d'une rivière.....	..87
VI.II : Accessoires.....	88
VI.II-1 :Robinets vannes.....	88
VI.II-2 : Ventouses.....	93
VI.II-3 : Régulateurs de pression	95
VI.II.3. :Clapets d'air.....	97
VI.II.4.Poteaux d'incendie	97
CONCLUSION97

Chapitre N°VII : Gestion du réseau

Introduction.....98
VII -1- But de la gestion.....98
VII - 2- Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable.....98
VII - 2- 1 - L'écoute des bruits de fuite..... 98
VII - 3 -Importance de l'entretien et de la maintenance.....99
VII - 3 -1- Maintenance.....99
VII - 3- 2 - Maintenance Préventive.....99
VII - 3- 3- Maintenances curatives.....99
VII - 3- 4- Entretien courant.....99

VII - 3 -5 - Entretien préventif systématique.....	100
VII - 3- 6-Entretien préventif exceptionnel.....	100
VII - 4- Gestion technique et suivi générale des installations... ..	100
VII -4- 1- Vieillessement et traitement des installations.....	100
VII -4- 2- Protection active.....	101
VII - 5- Gestion des ouvrages de stockages.....	101
VII - 5- 1- Nettoyage des ouvrages de stockage.....	103
VII - 6- Contrôle de qualité de l'eau.....	103
VII -7- La surveillance et l'entretien courant des adductions et des réseaux....	103
Conclusion.....	104

Chapitre N°VII : Protection et securite du travai

Introduction.....	105
VIII -1 Causes des accidents.....	105
VIII -2 Actions et conditions dangereuses.....	106
VIII -3 Organisation de la prévention des accidents du travail.....	107
Conclusion.....	109

Liste des tableaux :

Chapitre I :

- Tableau N° I.1 : Températures mensuelles
- Tableau N° I.2 : Hauteur moyenne des précipitations
- Tableau N° I.3 : Humidité mensuelles

Chapitre II:

- Tableau N°II.1 Les centres concernés par l'étude :
- Tableau N°II.2 : Nombre d'habitant selon les horisons
- Tableau N°II.3 : Besoins moyens journaliers
- Tableau N°II.4 : Les valeurs de β en fonction de la population
- Tableau N°II .5 : Pourcentages de consommation en fonction de nombre d'habitants
- Tableau N°II .6 : Variation de la consommation horaire de MEREUD
- Tableau N°II .7 : Variation de la consommation horaire de FADJANA
- Tableau N°II .8 : Variation de la consommation horaire de MOSSELI
- Tableau N°II .9 : Variation de la consommation horaire de NEDJARI
- Tableau N°II .10 : Variation de la consommation horaire de TAIBI
- Tableau N°II .11 : Variation de la consommation horaire de SIDI AMAR
- Tableau N°II .12 : Variation de la consommation horaire de MENACEUR

Chapitre III:

- Tableau N°III-1 : Les ressources et les conduites d'adductions existantes
- Tableau N° III-2 : Calcul de la capacité des réservoirs de chaque communes

Chapitre IV:

- Tableau IV.1.1:calcul des débits en routes(FADJANA cas de point)
- Tableau IV.1.2:calcul des débits en nœuds (FADJANA cas de point)
- Tableau IV.2.1:calcul des débits en routes(FADJANA cas de point+incendie)
- Tableau IV.2.2:calcul des débits en nœuds (FADJANA cas de point+incendie)
- Tableau récapitulatif IV. 3 (MOSSELI)
- Tableau récapitulatif IV. 4 (NADJARI)
- Tableau récapitulatif VI 5(TAIBI)
- Tableau IV.6 : Etat de nœuds du réseau(TAIBI)
- Tableau IV.7 : Etat des conduites du réseau(TAIBI)
- Tableau IV.8 : Etat de nœuds du réseau(MOSSELI)
- Tableau IV.9 : Etat des conduites du réseau(MOSSELI)
- Tableau IV.10 : Etat de nœuds du réseau(NADJARI)
- Tableau IV.11 : Etat des conduites du réseau(NADJARI)
- Tableau IV.12 : Etat de nœuds du réseau (FADJANA cas de point)
- Tableau IV.13 : Etat des conduites du réseau (FADJANA cas de point)
- Tableau IV.14 : Etat de nœuds du réseau (FADJANA cas de point +incendie)
- Tableau IV.15 : Etat des conduites du réseau (FADJANA cas de

point+Incendie)

Chapitre V:

- Tableau N°V-1 : Les valeurs de M
- Tableau N°V-2 : Les valeurs de K, m et β
- Tableau N°V-3 : Les valeurs de α , a et b
- Tableau N°V-4 : diamètres économiques des conduites de refoulement

Chapitre VI:

- Tableau N° VI-01 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate :
- Tableau N° VI-02 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale :
- Tableau N° VI-03 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde :
- Tableau N° VI-04 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique

Chapitre VII:

Tableau N°VII -1 Equipements des réseaux de distribution

Liste des tableaux :

Chapitre I :

- Tableau N° I.1 : Températures mensuelles
- Tableau N° I.2 : Hauteur moyenne des précipitations
- Tableau N° I.3 : Humidité mensuelles

Chapitre II:

- Tableau N°II.1 Les centres concernés par l'étude :
- Tableau N°II.2 : Nombre d'habitant selon les horisons
- Tableau N°II.3 : Besoins moyens journaliers
- Tableau N°II.4 : Les valeurs de β en fonction de la population
- Tableau N°II .5 : Pourcentages de consommation en fonction de nombre d'habitants
- Tableau N°II .6 : Variation de la consommation horaire de MEREUD
- Tableau N°II .7 : Variation de la consommation horaire de FADJANA
- Tableau N°II .8 : Variation de la consommation horaire de MOSSELI
- Tableau N°II .9 : Variation de la consommation horaire de NEDJARI
- Tableau N°II .10 : Variation de la consommation horaire de TAIBI
- Tableau N°II .11 : Variation de la consommation horaire de SIDI AMAR
- Tableau N°II .12 : Variation de la consommation horaire de MENACEUR

Chapitre III:

- Tableau N°III-1 : Les ressources et les conduites d'adductions existantes
- Tableau N° III-2 : Calcul de la capacité des réservoirs de chaque communes

Chapitre IV:

- Tableau IV.1.1:calcul des débits en routes(FADJANA cas de point)
- Tableau IV.1.2:calcul des débits en nodaux (FADJANA cas de point)
- Tableau IV.2.1:calcul des débits en routes(FADJANA cas de point+incendie)
- Tableau IV.2.2:calcul des débits en nodaux (FADJANA cas de point+incendie)
- Tableau récapitulatif IV. 3 (MOSSELI)
- Tableau récapitulatif IV. 4 (NADJARI)
- Tableau récapitulatif VI 5(TAIBI)
- Tableau IV.6 : Etat de nœuds du réseau(TAIBI)
- Tableau IV.7 : Etat des conduites du réseau(TAIBI)
- Tableau IV.8 : Etat de nœuds du réseau(MOSSELI)
- Tableau IV.9 : Etat des conduites du réseau(MOSSELI)
- Tableau IV.10 : Etat de nœuds du réseau(NADJARI)
- Tableau IV.11 : Etat des conduites du réseau(NADJRI)
- Tableau IV.12 : Etat de nœuds du réseau (FADJANA cas de point)
- Tableau IV.13 : Etat des conduites du réseau (FADJANA cas de point)
- Tableau IV.14 : Etat de nœuds du réseau (FADJANA cas de point +incendie)
- Tableau IV.15 : Etat des conduites du réseau (FADJANA cas de

point+Incendie)

Chapitre V:

- Tableau N°V-1 : Les valeurs de M
- Tableau N°V-2 : Les valeurs de K, m et β
- Tableau N°V-3 : Les valeurs de α , a et b
- Tableau N°V-4 : diamètres économiques des conduites de refoulement

Chapitre VI:

- Tableau N° VI-01 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate :
- Tableau N° VI-02 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale :
- Tableau N° VI-03 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde :
- Tableau N° VI-04 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique

Chapitre VII:

Tableau N°VII -1 Equipements des réseaux de distribution

Introduction :

Parce que l'eau est indispensable à la vie et qu'elle est vitale pour le bien être de l'homme, beaucoup d'infrastructures ont été réalisées depuis l'indépendance pour satisfaire le citoyen en eau potable ou pour satisfaire le citoyen dans son environnement urbain.

En termes de réalisation les effets en ont donc été impressionnants, ce qui a permis d'ailleurs à l'Algérie d'être au premier rang dans le Maghreb par exemple en matière de linéaires de canalisation ou de taux de raccordement à des réseaux d'AEP et d'assainissement.

Malgré toutes ces réalisations il n'y a pratiquement pas de ville en Algérie qui ne connaisse pas la coupure d'eau, et les maladies à transmission hydrique sont recensées à l'intérieur même des centres urbains (disposant de toutes les infrastructures) alors qu'on devrait s'attendre les trouver plutôt dans les zones rurales, objet de notre projet de mémoire de fin d'étude où les eaux de consommation domestique ne sont généralement pas très bien contrôlées.

La disponibilité de l'eau par habitant sera de plus en plus réduite et le sera encore davantage si une partie de ces ressources est rendue inutilisable du fait de la pollution et de déperdition dans les réseaux vétustes qui demandent l'investissement de l'état pour les réhabiliter. Ce phénomène est aggravé par la rareté de la ressource en eau due à plusieurs années de sécheresse et une demande croissante de cette **d'entué**

A cet effet il est nécessaire de relancer la planification de la politique de l'eau pour garantir une cohérence entre les différents usages de l'eau (AEP, irrigation, industrie) et de la protection du milieu.

1-La Situation Géographique :

La zone d'étude objet de notre projet de mémoire de fin d'études se situe dans la wilaya de Tipaza, plus précisément dans les communes de Sidi Amar, Menaceur et Meurad .Ces trois communes se trouvent au sud-ouest du chef lieu de wilaya soit à 15Km à vol d'oiseau .Les centres ruraux de ces communes constituent la partie piémont du barrage de Boukourdane d'une capacité de retenue de 97Hm³ à partir duquel seront alimentés ces derniers.

Cette zone d'étude est située à la limite de la plaine de la Mitidja ouest,elle est limitée au nord par la route nationale RN42, au sud par le piémont du Djebel Bou Harbe à l'est par le chemin de wilaya (Sidi Amar _ Menaceur) et à l'ouest par les monts de TIDAF.

2- Situation Topographique :

La zone d'étude est sillonnée par plusieurs talwegs avec un relief généralement dénudé et en pentes plus au moins fortes.

On peut relever plusieurs sous bassins versants qui donnent formation en partie aux bassins versants du barrage de Boukourdane et du transfert Nador Boukourdane.

3-Specifites de la zone d'étude:

Cette zone est à vocation agricole ou le vignoble et les arbres fruitiers prédominent. Les céréales (blé dur, orge, avoine) occupent aussi une place importante.

Les populations implantées ici et là vivent de leurs produits agricoles et de l'élevage (ovins, bovins, caprins etc.)

Cette population estimée à 8148 habitants est confrontée à plusieurs difficultés socioprofessionnelles (absence de CEM, Lycée), habitation précaires, manque d'eau potable etc.

4- Situation géologique et hydrogéologique :

A-Cadre géologique général et sismicité de la région :

Le secteur d'étude appartient au tell septentrional au littoral qui comprend plusieurs régions naturelles correspondant à des zones stratigraphiques et tectoniques différentes dont les principales sont :

- Au nord le massif du Chenoua qui correspond au socle Kabyle constitué de terrains cristallophylliens d'âge paléozoïque et à la chaîne calcaire formée d'empilements d'écaillés.
Sur les bordures sud du massif on retrouve :
 - _L'oligocène Kabyle formé de molasse débutant sa base par un conglomérat et se poursuivant par des grès arkosiques.
 - _Les flysch de l'albo-aptien qui se présentent en contact anormal, soit sur l'oligocène Kabyle.

- Au sud, les terrains aux faciès dits telliens qui correspondent à deux unités structurales distinctes :
 - _Une unité inférieure sans trias, autochtone se compose de l'autochtone de BOUMAAD dont la série stratigraphique comprend essentiellement la crétacée inférieure et la base du crétacé moyen.
 - _ Une unité supérieure allochtone ou en partie para-autochtone formée de terrains dont l'âge varie de l'albien au tertiaire.

- Au centre, une dépression occupée par des sédiments néogène (miocène-pliocène) et quaternaire représentée actuellement par différents bassins littoraux depuis CHERCHELL jusqu'à TENES ; le bassin de MENACEUR qui est une dépression étroite, presque complètement cernée par des formations volcaniques, fermée à l'ouest et ouverte sur le prolongement occidental et sépare donc le BOUMAAD des monts de CHERCHELL.
Les hauteurs du SAHEL (zone d'étude) à structure monoclinale formée essentiellement de terrain pliocène (plaisantien et astien) sont dues à des plissements post-astien et appartiennent donc morphologiquement à cette zone centrale
- La sismicité de la région est très importante si on se réfère à la carte des zones sismiques dressée en 1971 par l'institut de la météorologie et de physique, service de sismologie université d'ALGER, d'après les données des tremblements de terre entre 1716 et 1970 ; la région appartient à la zone de degré 5 et 6.
 - _ Cette activité est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression) récente qui affecte la partie superficielle de la lithosphère (en particulier les terrains tertiaires et quaternaires) surtout dans la partie nord de l'ALGERIE.

L'instabilité de la bordure Sud MITIDJIENNE due à l'existence d'accidents tectoniques (failles bordières) aggrave encore la sismicité.

B-Cadre géologique :

Les terrains traversés par les tracés d'adduction et sur lesquels sont localisés les sites de tous les ouvrages hydrauliques appartiennent à la zone des bassins de remplissage Mio-Plio-quaternaire, ces terrains sont :

- ❖ Les roches éruptives inter stratifiées dans les couches miocènes le DJEBEL CHEM-BEIDA et occupant les coteaux de l'anticlinal de CHERCHELL, les épanchements volcaniques (dole rites) en forme de DOME sur lesquels est bâti le barrage de BOUKOURDANE appartiennent à cette catégorie de terrain.
- ❖ Le plaisancien et l'astien formant l'ossature du SAHEL.
- ❖ Les formations quaternaires formant la plaine alluviale de la cuvette synclinale de l'oued NADOR et la large vallée à fond plat de l'oued EL HACHEM, ainsi que le bas versant nord de l'anticlinal de CHERCHELL

1. Le miocene :

Le djebel CHEM BEIDA, les coteaux de l'anticlinal de CHERCHELL sont constitués essentiellement de terrains miocènes représentés par différentes formations à caractère sédimentaire (grés), volcano-sédimentaire et volcanique (tufs et coulée de laves)

Au pied des versants les terrains sont recouverts dans leur quasi-totalité par les formations quaternaires alluvionnaires. Le tracé de l'adduction les recoupe au pied du djebel CHEM BEIDA sur à peu près 2 Km ou ils sont recouverts par des colluvions et des éboulis en pente.

2. Le pliocène :

Le pliocène très développé dans le SAHEL s'enfonce abruptement sous les dépôts quaternaires de la plaine de MITIDJA vers le sud et sous ceux du bassin alluvial de l'oued NADOR vers le nord pour réapparaître au sud du CHENOUA constituant ainsi une cuvette synclinale à axe NE-SW

3. Le quaternaire :

La lithologie du quaternaire est très hétérogène : limon, argiles, graviers et galets emballés dans du matériels argilo-sableux

Cependant il existe une chronologie dans ces dépôts

L'étude géographique exécutées dans la sahel en 1967 par la compagnie générale de géophysique (CGG) reprise et complétée par les données de forages de reconnaissance par la DHW de TIPAZA a permis de préciser la nature et la chronologie de ces dépôts d'une épaisseur en moyenne de zone de quaternaire peut être schématiser de la manière suivante :

- Les limons et les argiles sableuses occupant les premières mètres de la couche superficielle
- Un niveau inférieur où les proportions des graviers et galets, de conglomérat et de micro-conglomérats à ciment, calcaire sont importants

4. C-Hydrogéologie de la région :

Sur la base des données lithologiques géophysiques (résistivités des roches)

Deux niveaux aquifères ont pu être définis :

-les graviers et les galets emballés dans du matériel argileux et sableux (quaternaire) exploités localement dont la puissance varie d'un endroit à un autre

-La série gréseuse ou calcaire-gréseuse appartenant à la formation astienne atteinte par les forages

Ces deux niveaux, qui peuvent ou ne peuvent pas être en contact direct, constituant la nappe plio-quaternaire dans la vallée basse de l'oued NADOR et d'une celle de l'oued EL HACHEM.

-Cette nappe repose sur une assise formée de marnes sableuses astienne et de marnes bleues du plaisancien.

La nappe est dans son ensemble captive mais non artésienne sous un recouvrement argileux-limoneux ou marneux d'épaisseur variable, plus épais à l'aval qu'en amont et qui contribue à la mettre en charge.

Le niveau statique se situe à une profondeur de 3 à 4 m en aval mais supérieur à 10m en amont (valable surtout pour la vallée de NADOR)

La réalimentation de la nappe principale contenue dans les grès et calcaire astien par les oueds est quasiment nulle.

5. -Qualité des eaux:

L'étude hydro chimique effectuée à partir de l'analyse des prélèvements réalisés dans les forages et les puits captant l'aquifère quaternaire pour les eaux souterraine au niveau des stations de jaugeage pour les eaux de surface a révélé que :

6. Eaux de surface :

Les éléments majeurs et les faciès chimique :

Les éléments majeurs dans les eaux de surface se composent de trois faciès chimiques :

- Faciès sulfaté calcique et magnésium

- Faciès sulfaté magnésium
- Faciès bicarbonaté calcique

1) *Les substances indésirables :*

D'après les données issues de prélèvements soit au droit des rejets ou légèrement en aval, soit en dehors des zones des rejets on constate :

- Les éléments métalliques ; ils soulignent l'impact des apports industriels sur la qualité des eaux puisque chaque rejets augmente considérablement les concentrations en polluants.
- La matière organique ; les forte concentrations en matière organique montrent clairement leur relation directe avec la présence des rejets solides et liquides issus des petites industries, ainsi des valeurs de 1000mg /litre sont constatées à l'endroit des rejets de cadavres de poulets.
- DCO et DBO dépassant parfois 100mg/L, les fortes valeurs de DBO₅ relevée au niveau de certains rejets témoignent de la dégradation des conditions du milieu. Il en est de même pour le rapport DCO/DBO₅ qui dépasse fréquemment la valeur seuil admise de 2,5 dans les rejets urbains

2) *Les éléments nutritifs:*

- Nitrates et Nitrites:

Les concentrations en nitrates restent dans les normes admises de potabilité et varient de 0 à 13 mg / l. par contre celles des nitrites dépassent le plus souvent le seuil admissible de 0,1mg/l puisqu'elles varient autour de 0,3mg /l pour atteindre 3mg/L.

- Ion ammonium:

La plupart des concentrations de l'ion ammonium se situe autour de 5mg/l. Cependant comme cet ion provient de la composition de l'urée, on note la présence de concentrations nettement plus élevées (10 à 16mg /l) au droit des rejets urbains ou des agglomérations rurales.

- Phosphate:

La concentration des phosphates dans les eaux de surface varie le plus souvent entre 0 à 12mg/l.

Les plus fortes valeurs atteignent cependant 71mg/l.

CONCLUSION :

La présence en relative abondance de phosphates et nitrates permet le développement d'une flore alguaire importante dont la minéralisation, à la fin du cycle végétatif.

Si les apports hydriques ne sont pas suffisants pour agiter et oxygéner le milieu, il se produit une phase d'eutrophisation dans les eaux qui provoque la mort d'un grand nombre d'organismes faunistiques et en particulier des poissons et de leur proies. Ce phénomène se produit régulièrement à la saison sèche.

Les analyses physico-chimiques permettent de situer la qualité des eaux considérées dans les normes admises.

Les eaux souterraines contenues dans les alluvions quaternaires sont nettement carbonatées calciques et faiblement magnésiennes. On n'observe pas d'évidence de contamination des eaux souterraines en métaux (fer, cuivre, zinc) depuis la surface.

La concentration en nitrates de ces eaux est généralement faible hormis dans les zones soumises aux épandages agricoles (pesticides, herbicides etc....)

Les eaux de surface par contre montrent une dégradation certaine à travers tous les paramètres physico-chimiques. La cause majeure évidente en est le rejet direct sans traitement des effluents domestiques et industriels dans le lit des différents oueds.

La dégradation se traduit par la présence d'éléments métalliques lourds (mercure, plomb, zinc). Tous ces paramètres déqualifient les eaux de surface pour certaines utilisations et les rendent dangereuses aussi pour la vie piscicole : on peut même envisager des risques certains de contamination de la nappe aquifère dans le bief inférieur. Ainsi si nous voulions avoir de l'eau potable en quantité et en qualité suffisantes nous devons prendre des mesures plus strictes de façon à ce que les pesticides et autres substances analogues ne pénètrent pas dans les nappes phréatiques et les réservoirs d'eau douce.

E-Piézomètre:

A travers la zone d'étude plusieurs forages de reconnaissance ont été réalisés dont plusieurs sont abandonnés à cause d'une maigre ressource en eau et dont le niveau statique atteint parfois 60m à cet effet les populations rurales ont eu recours au creusement de puits profonds d'un débit insignifiant

La ressource souterraine et quasiment nulle dans cette zone, les niveaux piézométriques mesurés montrent que le sens d'écoulement d'eau interstitielle se fait dans la direction sud-nord vers la plaine de la Mitidja à l'ouest et dans la cuvette du barrage de bouKourdane à l'est

5-La Situation climatologique:

➤ **Climat :**

La combinaison des influences de la mer au nord, du relief et de l'altitude au sud de la zone du projet explique une légère variation de climats. Cette zone est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons : un hiver doux et pluvieux d'Octobre à Mars et un été chaud et sec d'Avril à Septembre ; la saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

Conclusion :

Le climat est de type méditerranéen, doux, régulier, caractérisé par un hiver pluvieux, un été sec et ensoleillé.

➤ **Température :**

La zone du projet présente des températures moyennes variant de 34,3°C au mois d'Aout et 13,2°C au mois de Février. Les températures minimales et maximales varient de 5,7°C pour les mois les plus froids (Décembre à Février) à 33°C pour les mois chauds de l'été (Juillet – Aout)

Les températures mensuelles observées sont représentées dans le tableau.1 :

Tableau N°I.1 : Températures mensuelles :

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
12	13	14,25	16	19	22,4	25,4	34,3	23	20,1	16	13

➤ **Les vents :**

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Sur la cote (au nord) les vents soufflent du nord-est et d'est et sont prédominants pendant la saison chaude, c'est-à-dire de Mai à Octobre ; pendant les mois de Novembre à Avril ce sont les vents d'ouest qui dominent. Quant au siroco.

La vitesse moyenne des vents est estimée à 6m/s (22km/h)

➤ **pluviométrie :**

Les mesures effectuées au niveau des stations de MEURAD et BOUKOURDANE donnent la répartition moyenne mensuelle suivante

Tableau N°I.2 : Hauteur moyenne des précipitations (2007)

MOIS	JOURS DE PLUIE	PLUIE (mm)
J	10	105
F	8	72
M	8	47
A	6	35
M	5	45
J	2	15
J	1	1
A	1	3
S	4	42
O	6	70
N	9	94
D	10	104
TOT	70	633

➤ **Humidité :**

L'humidité relative mesurée au niveau des stations de MEURAD et BOUKOURDANE (les plus proche de la zone d'étude) où des mesures régulières ont été effectuées se situe dans la fourchette 69-80%

Elle est 70% au milieu de la journée.

L'humidité est donc assez élevée surtout vers la fin de la journée durant les mois de septembre à Février.

Tableau N° I. 3 : Humidité mensuelles

MOIS \ HEUR	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
7H	73	75	72	72	73	72	70	22	69	71	72	74
8H	75	72	70	60	71	71	66	69	70	71	70	71
18H	79	77	73	72	72	72	71	70	75	75	76	77

6-LE S SOL :

Les sols de la zone d'étude sont très variés

On peut toute fois dégager les grandes lignes suivantes :

- La structure des sols est généralement fixe prédisposée à l'arboriculture. Les vocations culturales les plus couramment pratiquées sont les cultures fourragères, les cultures industrielles (tomates, tabac et le vignoble).
- Aucun drainage ne s'impose

La zone d'étude est surtout constituée de sols bruns calciques et est caractérisée par une structure argilo-limoneuse dominante. On y rencontre également d'importantes zones verts sols en bordure de la frange montagneuse.

Pour des raisons micro-climatiques il semble néanmoins que la principale vocation soit le maraichage de contre-saison.

7-La Situation Hydraulique:**1) Introduction :**

La wilaya de TIPAZA s'étend sur une superficie de 1725 Km², elle est située au tell central et dans la région côtière de l'Algérois. Essentiellement à vocation agricole et touristique. Le territoire de la wilaya enregistre une pluviométrie moyenne de 500mm, elle dispose d'un réseau hydrographique très riche drainant d'importantes ressources superficielles estimées à 480 Hm³/an.

Le volume d'eau de surface mobilisé estimé à 97,5Hm³ (barrage +retenues collinaires) représente 18% de la ressource totale mobilisable, quant aux eaux souterraines elles sont mobilisées à travers la nappe de la MITIDJA et les nappes alluviales. Le volume total mobilisées à travers ces nappes est estimé à 21Hm³/an ce qui représente 35% de la ressource souterraine mobilisable qui est de l'ordre de 60Hm³/an et de 4%de la ressource mobilisée (eau de surface + eau souterraine).

2) Ressources en eau et leur exploitation :

L'alimentation en eau potable des agglomérations se caractérise par les indicateurs suivants :

➤ Volume d'eau mobilisé

- Eau de surface
- Eau souterraine

➤ Volume d'eau exploitée

- Eau de surface

- Eau souterraine
 - Volume d'eau distribuée
 - Taux d'exploitation
 - Dotation par rapport au volume exploité
 - Dotation par rapport au volume distribué

Comptenu des différentes contraintes dans la répartition de la ressource dans le temps et dans l'espace les données ci-dessus restent à titre indicatifs

Le volume d'eau distribué représente près de 75% du volume produit soit une perte estimée à 25% liées aux transferts et aux réseaux de distributions cette déperdition peut atteindre 45% dans certains systèmes à cause de la vétusté des réseaux.

On peut noter qu'un matière d'infrastructures hydraulique pratiquement l'ensemble des agglomération de la wilaya de TIPAZA sont convertis à 100% par des réseaux de distribution en milieu urbain et à 60% en milieu rural.

3) Assainissement :

La majorité des localités de la wilaya de TIPAZA dispose d'un réseau d'assainissement principalement rencontré au niveau des centres urbains.

La croissance rapide des villes engendrée par le phénomène de croissance démographique ; l'exode rural, de constructions d'habitats collectif et individuel rendent inopérant le fonctionnement des réseaux existants. Certaines localités bien que simples douars ou agglomérations isolées et insignifiantes deviennent pour des motifs identiques de véritables centres urbains engendrant des besoins en matière d'infrastructures hydrauliques qu'il faut prendre en charge.

En effet la wilaya de TIPAZA n'a pas été épargnée par le phénomène de la pollution engendrée par l'accroissement des tissus urbains (les rejets domestiques, les rejets industriels et produits phytosanitaires (agriculture))

L'objectif fixé est de protéger les nappes d'eau destinées à l'alimentation en eau potable ainsi que littoral et d'une manière générale l'alimentation de l'hygiène et de la salubrité publique (protection de milieu).

Le linéaire total du réseau d'assainissement est estimé à 350km pour un taux de raccordement de 85,5%.

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.- Désignation des centres de chaque commune et de leur nombre d'habitants respectifs:

- Commune de MEURED:

La commune de Meured comprend 09 centres :

El Assa (Serssou), Messaoud 1, Messaoudi 2, Messaoudi 3, Cité Fadjana, Fekhar, Mousseli, Taibi, Nedjari.

- Commune de MENACEUR:

elle comprend un seul centre :
Fadjana.

- Commune de SIDI AMAR:

La commune de sidi Amar comprend 11 centres :

Ben Slimane, Medjiah, Cite Cheurfi, Douar Cheurfi, Kassem, Ben Salah, Bourouis 1, Bourouis 2, Bourouis 3, Ben Rahmoune, Halak.

Tableau N°II.1 Nombre d'habitants des centres concernés par l'étude :

Communes	centres	Nbre d'hab	Communes	centres	Nbre d'hab
Meurad	El assa(sersou)	84	Sidi Amar	Douar benslimane	140
	Messaoudi 1	287		Douar medjiah	70
	Messaoudi 2	301		Cité cheurfi	70
	Messaoudi 3	168		Douar cheurfi	105
	Cité Fadjana	2653		Douar kacem	105
	Fekhar	112		Douar ben salah	147
	Mousseli	238		Bourouis 1	454
	Taibi	98		Bourouis 2	981
	Nedjari	252		Bourouis 3	425
					Douar Ben rahmoune
Menaceur	Fadjana	1308		Douar Halak	90

II-2- Evolution de la population :

En 1998 la population des communes de Sidi Amar, menaceur, et meurad a été estimée à 8148 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2030.

Cependant, nous pouvons estimer la population future par application de la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon 2030 (hab).

P_0 : population de l'année de référence 1998 (hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population

D'après les A.P.C ce taux est pris égal à 2% dans cette région.

n : nombres d'années séparant l'année de référence d'horizon considéré.

Dans notre cas : $P_0=8148$ hab.

$$\tau = 2\%$$

$$n = 32 \text{ ans } [1998 \div 2030]$$

Le tableau n°II.2 présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau N°II.2 : Nombre d'habitants à l'horizon 2030

Commune	Centre ruraux	Nbr d'hab En 1998	Nbr d'hab En 2030
Meured	El assa (sersou)	84	158
	Messaoudi 1	287	541
	Messaoudi 2	301	567
	Messaoudi 3	168	317
	Cité Fadjana	2653	5000
	Fekhar	112	211
	Mousseli	238	449
	Taibi	98	185
	Nedjari	252	475
Sidi Amar	Douar benslimane	140	264
	Douar medjah	70	132
	Cité cheurfi	70	132
	Douar cheurfi	105	198
	Douar kacem	105	198
	Douar ben salah	147	277
	Bourouis 1	454	856
	Bourouis 2	981	1849
	Bourouis 3	425	801
	Douar Ben rahmoune	60	113
	Douar Halak	90	170
Menaceur	Fadjana	1308	2465
Somme		8148	15358

II-3- Catégories des besoins :

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

- besoins domestiques
- besoins publics
- besoins sanitaires
- besoins industriels

Dans le cadre de notre étude, aucune industrie ne trouve ans la région. Les autres besoins ont été pris en considération dans la dotation des habitants.

L'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau et de la disponibilité de la ressource.

II-4- Besoins moyens journaliers :

Les besoins moyens journaliers sont déterminés sur la base d'une dotation arrêtée pour les services d'hydraulique à 80 l/j/hab.

$$Q_{J \text{ moy}} = N \cdot D.$$

Avec : $Q_{J \text{ moy}}$: débit moyen journalier (l/j).

N : nombre d'habitants.

D : dotation 80 (l/j/hab.)

Le tableau N°II.3 présente les besoins moyens journaliers de l'ensemble des centres

Tableau N°II.3 : Besoins moyens journaliers

Commune	Centre Ruraux	Nbre d'habitant En 2030	Dotation (l/j/hab.)	Débit moy
				En 2030 (l/j)
Meured	El assa(sersou)	158	80	12664,11
	Messaoudi 1	541	80	43269,05
	Messaoudi 2	567	80	45379,74
	Messaoudi 3	317	80	25328,23
	Cité Fadjana	5000	80	399974,9
	Fekhar	211	80	16885,48
	Mousseli	449	80	35881,65
	Taibi	185	80	14774,8
	Nedjari	475	80	37992,34
Sous total commune Meured	632150.30			

Tableau N°II.3 : Besoins moyens journaliers (suite)

Sidi Amar	Benslimane	264	80	21106,85
	Medjiah	132	80	10553,43
	Cité cheurfi	132	80	10553,43
	Cheurfi	198	80	15830,14
	Kassem	198	80	15830,14
	Ben salah	277	80	22162,20
	Bourouis 1	856	80	68446,51
	Bourouis 2	1849	80	147898,75
	Bourouis 3	801	80	64074,38
	Ben rahmoune	113	80	9045,79
	Halak	170	80	13568,69
Sous total commune Sidi Amar				399070.32
Menaceur	Fadjana	2465	80	197198,33
total				2682837.34

5. Caractéristique de la consommation en eau

5.1- Etude de la variations des débits :

En raison de l'irrégularité de la consommation journalière on détermine : la consommation maximale journalière [$Q_{\max.j}$] et la consommation moyenne journalière

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy}.j}}$$

$$K_{\max.j} = 1.1 \div 1.3 \quad [\text{besoins domestiques}]$$

$$K_{\max.j} = 1.0 \quad [\text{autres besoins}]$$

II.5.2- Les consommations maximales journalières:

Elle est définie comme étant la consommation moyenne journalière affectée d'un coefficient $K_{\max j}$, dit coefficient d'irrégularité journalière.

$$Q_{\max .j} = Q_{\text{moy} .j} K_{\max .j}$$

avec : $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité journalière.

$$K_{\max j} = 1.1 - 1.3$$

II.5.3- Consommation minimale journalière :

Ce coefficient défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière; nous permet de déterminer le débit minimum journalier en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, $K_{\min j} = 0.7$ et 0.9 .

Donc on a :

$$K_{\min .j} = \frac{Q_{\min .j}}{Q_{\text{moy} .j}}$$

II.5.4- Coefficient d'irrégularité horaire :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires.

Le coefficient d'irrégularité de consommation horaire est tiré graphiquement. [6]

- Le coefficient d'irrégularité horaire maximale donné par :

$$K_{\max .h} = \frac{Q_{\max .h}}{Q_{\text{moy} .h}} = \alpha_{\max} \beta_{\max}$$

- Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est donné par la relation suivante :

$$K_{\min .h} = \frac{Q_{\min .h}}{Q_{\text{moy} .h}} = \alpha_{\min} \beta_{\min}$$

Avec :

α : Coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement.

$$\alpha_{\max} = 1.2 \div 1.4 ; \text{ on prend } \alpha_{\max} = 1.3$$

$$\alpha_{\min} = 0.4 \div 0.6 ; \text{ on prend } \alpha_{\min} = 0.5$$

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population] ; voir tableau suivant

Tableau N°I.4 : Les valeurs de β en fonction de la population.

N ^{bre} d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	>50000
β_{\max}	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

D'après le nombre de la population des centres ruraux qui est égale à 8148 habitants, les valeurs de β_{\max} et β_{\min} correspondants sont :

$$\beta_{\max} = 1.35$$

$$\beta_{\min} = 1,32$$

Donc : $K_{\max.h} = 1.35 \times 1.3 = 1.75$

$$K_{\min.h} = 0.5 \times 1,32 = 0.66$$

$$K_{\max.h} = \mathbf{1,75}$$

Tableau N°II .5 : Pourcentages de consommation en fonction de nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 10 000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0--1	1	1.5	3	3.35	0.75
01--02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02--03	1	1.5	2.5	3.3	1
03--04	1	1.5	2.6	3.2	1
04--05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5

Suite de Tableau N°II .5 : Pourcentages de consommation en fonction de nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 10 000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

II.6. Calcul des consommations maximales journalières :

II.6.1. Commune de meured :

D'après le tableau N°I .3 on détermine la consommation moyenne journalière de cette commune égale à : **632150.30 l/J**

$$Q_{\text{moy},j} = 632,15 \text{ m}^3/j$$

On prend $K_{\text{max},j} = 1,3$

$$Q_{\text{moy},j} = 632,15 * 1,3 = 821,80 \text{ m}^3 /j$$

- Calcul de la consommation horaire :

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux à plus fort débit instantané, soit en l'heure de pointe

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P \% Q_{\text{max},j}}{100} \quad [\text{m}^3/j]$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire [m^3/j]

$P\%$: pourcentage horaire.

Tableau N°1.6 : Variation de la consommation horaire de la commune de MEURED

Horaire	Agglomération		ordonnées de la courbe intégrale
	$Q_{\max,j} = 821,80 \text{ m}^3/\text{j}$		
h	%	(m ³ /h)	%
0-1	1	8,218	1
1--2	1	8,218	2
02--03	1	8,218	3
3--4	1	8,218	4
4--5	2	16,436	6
5--6	3	24,654	9
6--7	5	41,09	14
7--8	6.5	53,42	20,5
8--9	6.5	53,42	27
9--10	5.5	45,199	32,5
10--11	4.5	36,983	37
11--12	5.5	45,199	42,5
12--13	7	57,526	49,5

Suite de Tableau N°I.6 : Variation de la consommation horaire de la commune de MEURED

Horaire	Agglomération		ordonnées de la courbe intégrale
	$Q_{max,j} = 821,80 \text{ m}^3/j$		
13--14	7	57,526	56,5
14--15	5.5	45,199	62
15--16	4.5	36,983	66,5
16--17	5	41,09	71,5
17--18	6.5	53,417	78
18--19	6.5	53,417	84,5
19--20	5.0	41,09	89,5
20--21	4.5	36,983	94
21--22	3	24,654	97
22--23	2	16,436	99
23--24	1	8,218	100
TOTAL		821,8	

A partir de ce graphe on trace :

- Le graphe de consommation
- La courbe intégrale.

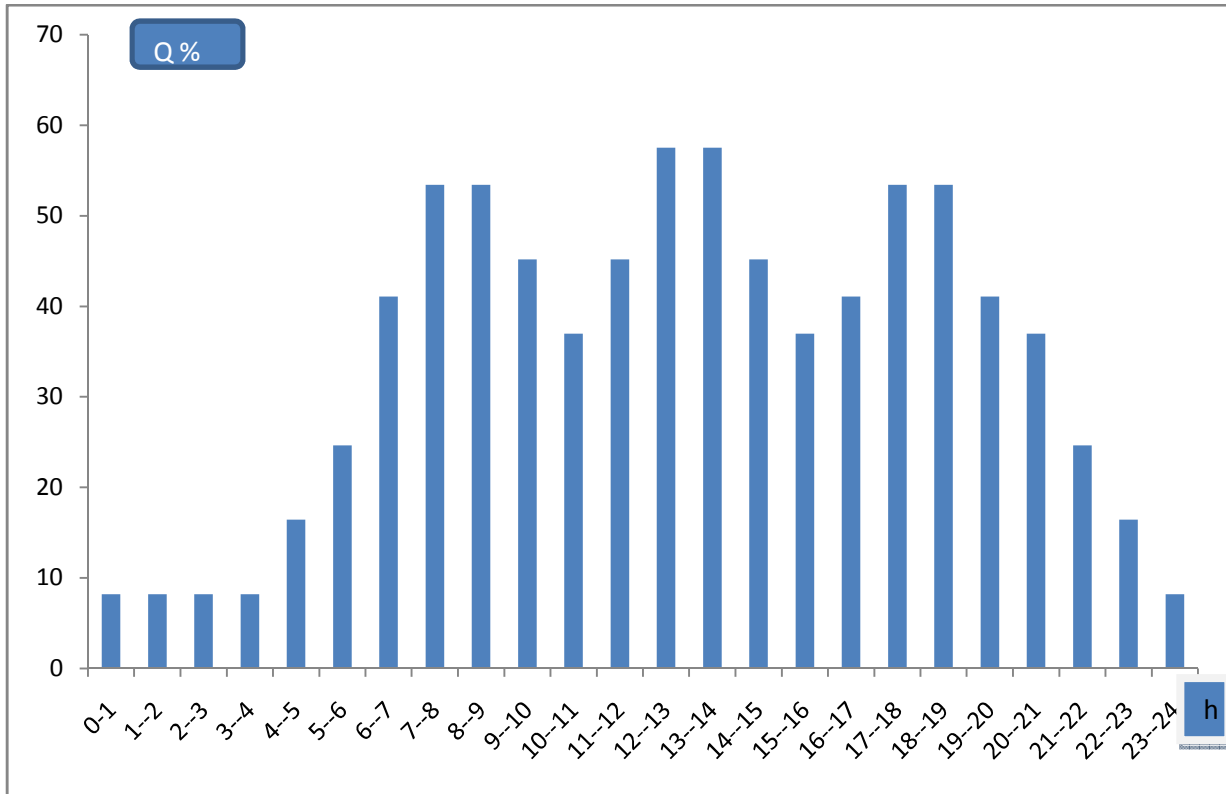


Figure N°1.1 : *graphe de consommation*

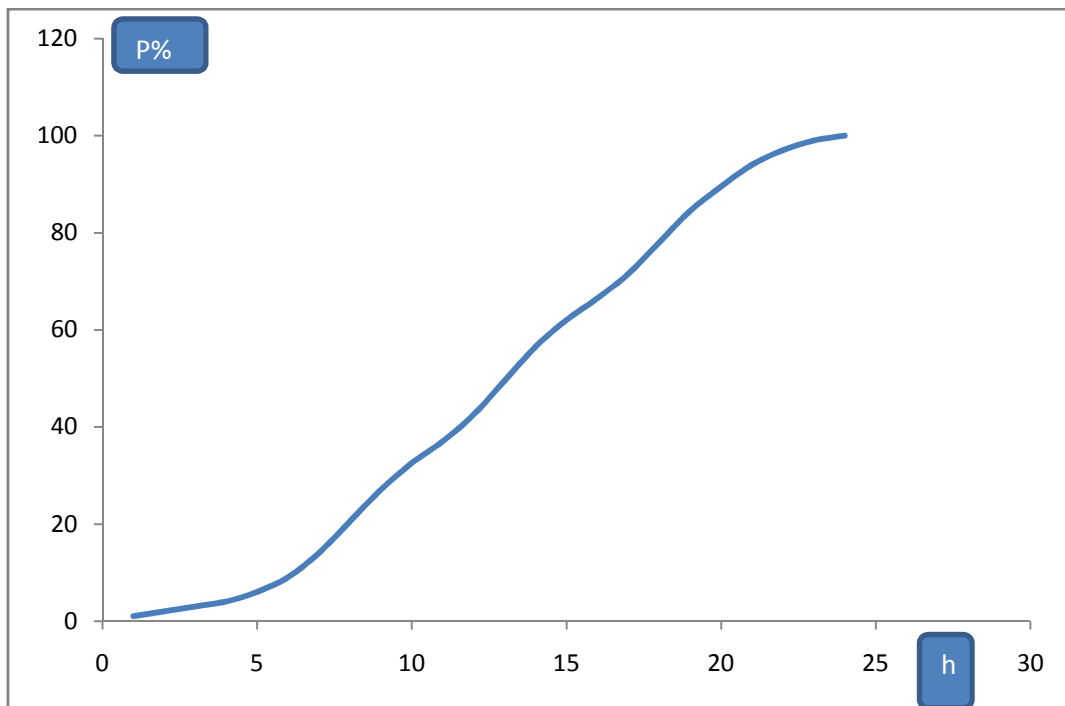


Figure N°1.2 : *courbe intégrale*

La zone d'étude étant très grande, les centres des différentes communes étant très éparpillés, la nature très accidentée du relief, et l'absence de plan de masse de certains centres nous nous contentons de dimensionner les réseaux de distribution des centres de FADJANA, MOSSELI, NADJARI et TAIBI

II.6.1 FADJANA :

Dans ce centre on a une consommation moyenne journalière égale à : **399974,9 l/J**

$$Q_{\text{moy},j} = 399,97 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prend $K_{\text{max},j} = 1,3$

$$Q_{\text{moy},j} = 399,75 * 1,3 = 519,96 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Calcul de la consommation horaire :

En suivant la même méthode de calcul que celle utilisée pour la consommation horaire mais en utilisant cette fois-ci les pourcentages horaires concernant les agglomérations des centres ruraux on trouve :

Tableau N°II .7 : Variation de la consommation horaire de FADJANA

Horaire	Agglomération	
	$Q_{\text{max},j} = 519.96$ m^3/j	
h	%	(m ³ /h)
0--1	0.75	3.8997
1--2	0.75	3.8997
2--3	1	5.1996
3--4	1	5.1996
4--5	3	15.5988
5--6	5.5	28.5978
6--7	5.5	28.5978
7--8	5.5	28.5978

Suite de Tableau N°II.7 : Variation de la consommation horaire de FADJANA

Horaire	Agglomération	
	$Q_{\max,j} = 519.96$ m^3/j	
8--9	3.5	18.19
9--10	3.5	18.19
10--11	6	31.19
11--12	8.5	44.19
12--13	8.5	44.19
13--14	6	31.19
14--15	5	25.99
15--16	5	25.99
16--17	3.5	18.19
17--18	3.5	18.19
18--19	6	31.19
19--20	6	31.19
20--21	6	31.19
21--22	3	15.59
22--23	2	10.39
23--24	1	5.19
TOTAL		519.96

II.6.1.2 MOSSELI :

La consommation moyenne journalière dans ce centre est égale à :
35881,65 L/J

$$Q_{\text{moy.j}} = 35,88 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$K_{\text{max.j}} = 1,3$$

$$Q_{\text{mox.j}} = 35,88 * 1,3 = 46,644$$

- Calcul de la consommation horaire :

On suivant la même méthode de calcul pour la consommation horaire on trouve :

Tableau N°I .8 : Variation de la consommation horaire de MOSSELI

Horaire	Agglomération	
	Q_{max,j}= 46.644 m³/j	
h	%	(m ³ /h)
0--1	0.75	0.34
1--2	0.75	0.35
2--3	1	0.46
3--4	1	0.46
4--5	3	1.39
5--6	5.5	2.56
6--7	5.5	2.56
7--8	5.5	2.57
8--9	3.5	1.63
9--10	3.5	1.63
10--11	6	2.79
11--12	8.5	3.96
12--13	8.5	3.96
13--14	6	2.79
14--15	5	2.33
15--16	5	2.33
16--17	3.5	1.63
17--18	3.5	1.63
18--19	6	2.79
19--20	6	2.79
20--21	6	2.79
21--22	3	1.39
22--23	2	0.93
23--24	1	0.46
TOTAL		46.64

II.6.1-3 NEDJARI :

La consommation moyenne journalière dans ce centre est égale à :
37992,34 L/J

$$Q_{\text{moy.j}}=37,992 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prend : $Q_{\text{moy.j}}=38 \text{ m}^3/\text{j}$

$$K_{\text{max.j}}= 1,3$$

$$Q_{\text{moy.j}}= 38*1,3=49,4$$

$$Q_{\text{moy.j}} =49,4\text{m}^3/\text{j}$$

- Calcul de la consommation horaire :

On suivant la même méthode de calcul pour la consommation horaire on trouve :

Tableau N°II.9 : Variation de la consommation horaire de NEDJARI

Horaire	Agglomération	
	$Q_{\text{max,j}}= 49.4 \text{ m}^3/\text{j}$	
h	%	(m3/h)
0--1	0.75	0.3705
1--2	0.75	0.3705
2--3	1	0.494
3--4	1	0.494
4--5	3	1.482
5--6	5.5	2.717
6--7	5.5	2.717
7--8	5.5	2.717
8--9	3.5	1.729
9--10	3.5	1.729
10--11	6	2.964
11--12	8.5	4.199
12--13	8.5	4.199

Suite de Tableau N°II.9 : Variation de la consommation horaire **de** NEDJARI

Horaire	Agglomération	
	$Q_{\max,j} = 49.4 \text{ m}^3/j$	
13--14	6	2.964
14--15	5	2.47
15--16	5	2.47
16--17	3.5	1.729
17--18	3.5	1.729
18--19	6	2.964
19--20	6	2.964
20--21	6	2.964
21--22	3	1.482
22--23	2	0.988
23--24	1	0.494
TOTAL		49.4

II.6.1-4 TAIBI :

La consommation moyenne journalière dans ce centre est égale à :
14774,8 L/J

$$Q_{\text{moy},j} = 14,775 \text{ m}^3/j$$

$$K_{\text{max},j} = 1,3$$

$$Q_{\text{moy},j} = 14,775 * 1,3 = 19,2075$$

on prend $Q_{\text{moy},j} = 19,21 \text{ m}^3/j$

- Calcul de la consommation horaire :

On suivant la même méthode de calcul pour la consommation horaire on trouve :

Tableau N°II .10 : Variation de la consommation horaire **de** TAIBI

Horaire	Agglomération	
	Q_{max,j}= 19.21 m³/j	
h	%	(m ³ /h)
0--1	0.75	0.14
1--2	0.75	0.14
2--3	1	0.19
3--4	1	0.19
4--5	3	0.58
5--6	5.5	1.06
6--7	5.5	1.06
7--8	5.5	1.06
8--9	3.5	0.67
9--10	3.5	0.67
10--11	6	1.15
11--12	8.5	1.63
12--13	8.5	1.63
13--14	6	1.15
14--15	5	0.96
15--16	5	0.96
16--17	3.5	0.67
17--18	3.5	0.67
18--19	6	1.15
19--20	6	1.15
20--21	6	1.15
21--22	3	0.58
22--23	2	0.38
23--24	1	0.19
TOTAL		19.21

II.6.2-La commune de Sidi Amar:

D'après le tableau N°1.2 on trouve que la consommation moyenne journalière de cette commune est égale à : **399070.32 l/J**

$$Q_{\text{moy},j} = 399,07 \text{ m}^3/j$$

On prend $K_{\text{max},j} = 1,3$

$$Q_{\text{moy},j} = 399,07 * 1,3 = 518,791 \text{ m}^3/j$$

Tableau N°II .11 : Variation de la consommation horaire de **SIDI AMAR**

Horaire	Agglomération		ordonnées de la courbe intégrale
	$Q_{max,j} = 518,791$ m^3/j		
h	%	(m3/h)	%
0-1	1	5,188	1
1--2	1	5,188	2
2--3	1	5,188	3
3--4	1	5,188	4
4--5	2	10,276	6
5--6	3	15,564	9
6--7	5	25,94	14
7--8	6.5	33,722	20,5
8--9	6.5	33,722	27
9--10	5.5	28,534	32,5
10--11	4.5	23,346	37
11--12	5.5	28,534	42,5
12--13	7	36,316	49,5
13--14	7	36,316	56,5
14--15	5.5	28,534	62
15--16	4.5	23,346	66,5
16--17	5	25,94	71,5
17--18	6.5	33,722	78
18--19	6.5	33,722	84,5
19--20	5.0	25,94	89,5
20--21	4.5	23,346	94
21--22	3	15,564	97
22--23	2	10,276	99
23--24	1	5,188	100
TOTAL		518,791	

➤ Et on trace :

Le graphe de consommation et la courbe d'intégrale.

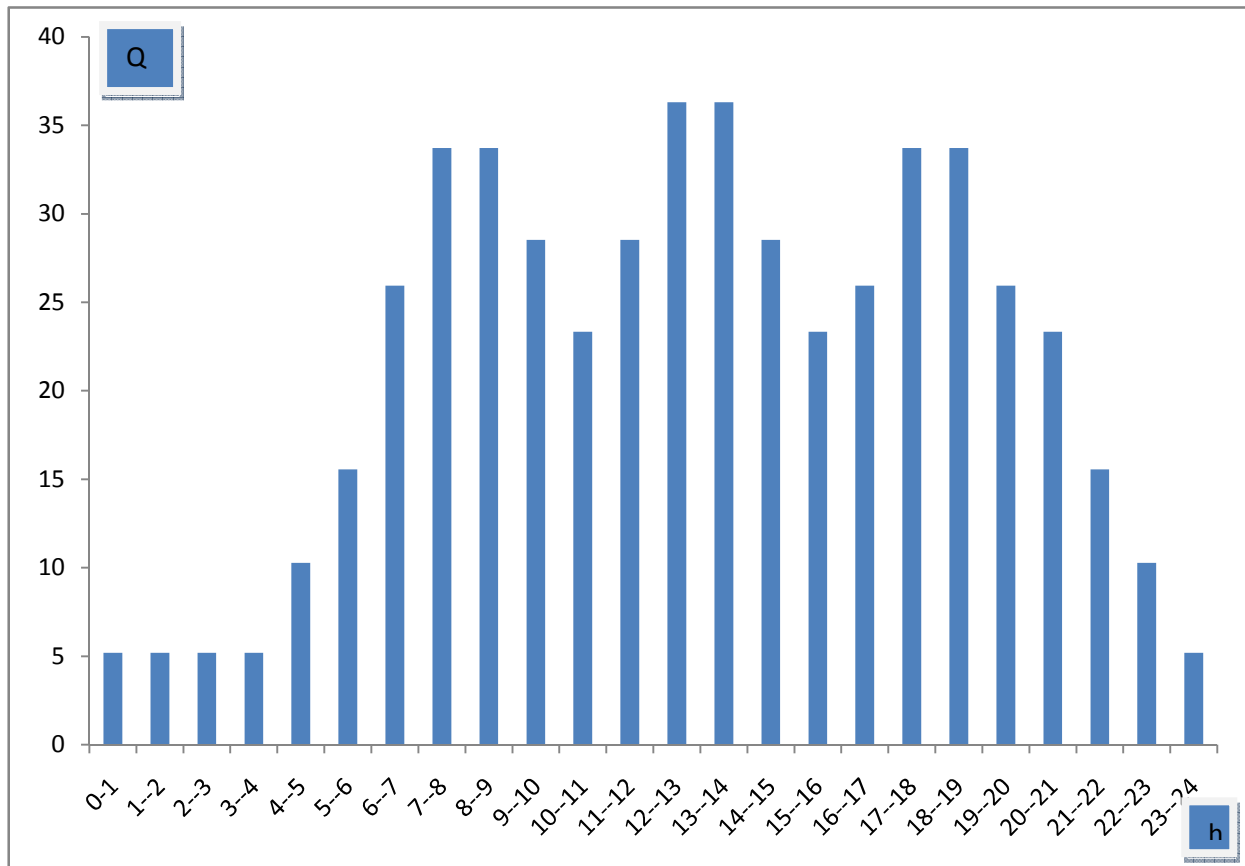
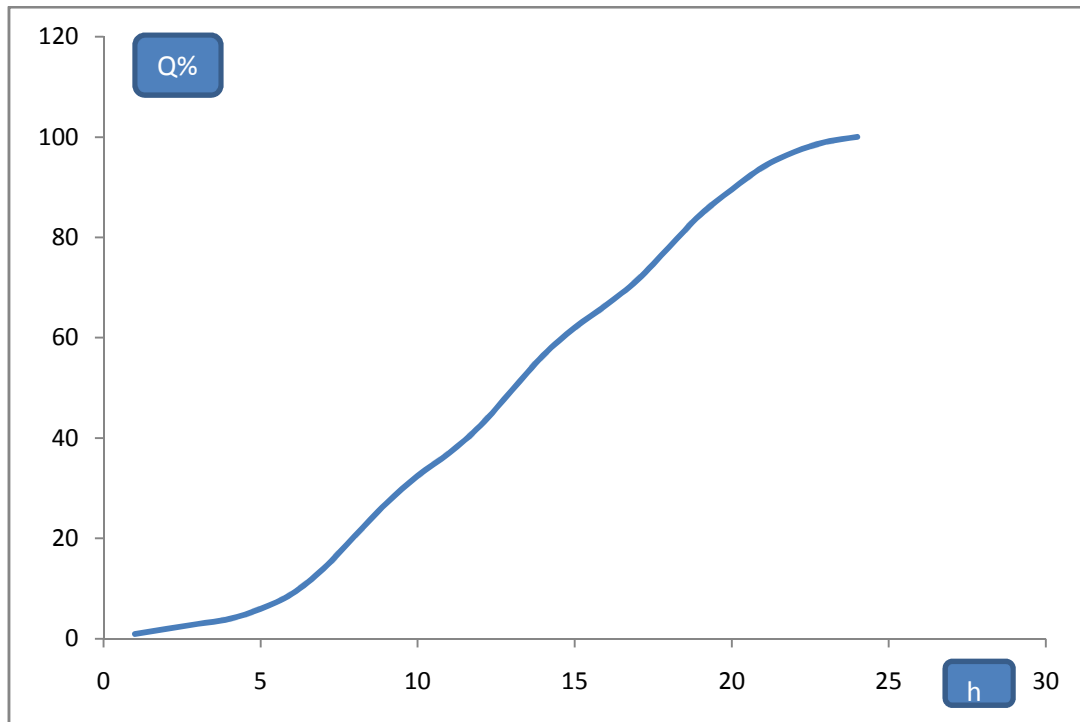


Figure N°1.3 **A- graphe de consommation**

Figure N°I.4 B- *courbe intégrale***REMARQUE :**

Pour le calcul de la consommation moyenne horaire on suit la même méthode de calcul pour les communes de Sidi Amar et Menaceur.

II.6.3- Commune de MENACEUR:

on trouvé que la consommation moyenne journalière de cette commune dans le tableau N° est égale à: **197198,33L/J**

$$Q_{\text{moy},j} = 197,198 \text{ m}^3/j$$

On prend $K_{\text{max},j} = 1,3$

$$Q_{\text{moy},j} = 197,198 * 1,3 = 256,36 \text{ m}^3/j$$

Tableau N°II .12 : Variation de la consommation horaire de **MENACEUR**

Horaire	Agglomération		ordonnées de la courbe intégrale
	$Q_{max,j} = 256,36 \text{ m}^3/\text{j}$		
h	%	(m3/h)	%
0-1	1	2,5636	1
1--2	1	2,5636	2
2--3	1	2,5636	3
3--4	1	2,5636	4
4--5	2	5,1272	6
5--6	3	7,6908	9
6--7	5	12,818	14
7--8	6.5	16,6634	20,5
8--9	6.5	16,6634	27
9--10	5.5	14,0998	32,5
10--11	4.5	11,5362	37
11--12	5.5	14,0998	42,5
12--13	7	17,9452	49,5
13--14	7	17,9452	56,5
14--15	5.5	14,0998	62
15--16	4.5	11,5362	66,5
16--17	5	12,818	71,5
17--18	6.5	16,6634	78
18--19	6.5	16,6634	84,5
19--20	5.0	12,818	89,5
20--21	4.5	11,5362	94
21--22	3	7,6908	97
22--23	2	5,1272	99
23--24	1	2,5636	100
TOTAL		256,36	

➤ On trace :

Le graphe de consommation et la courbe d'intégrale.

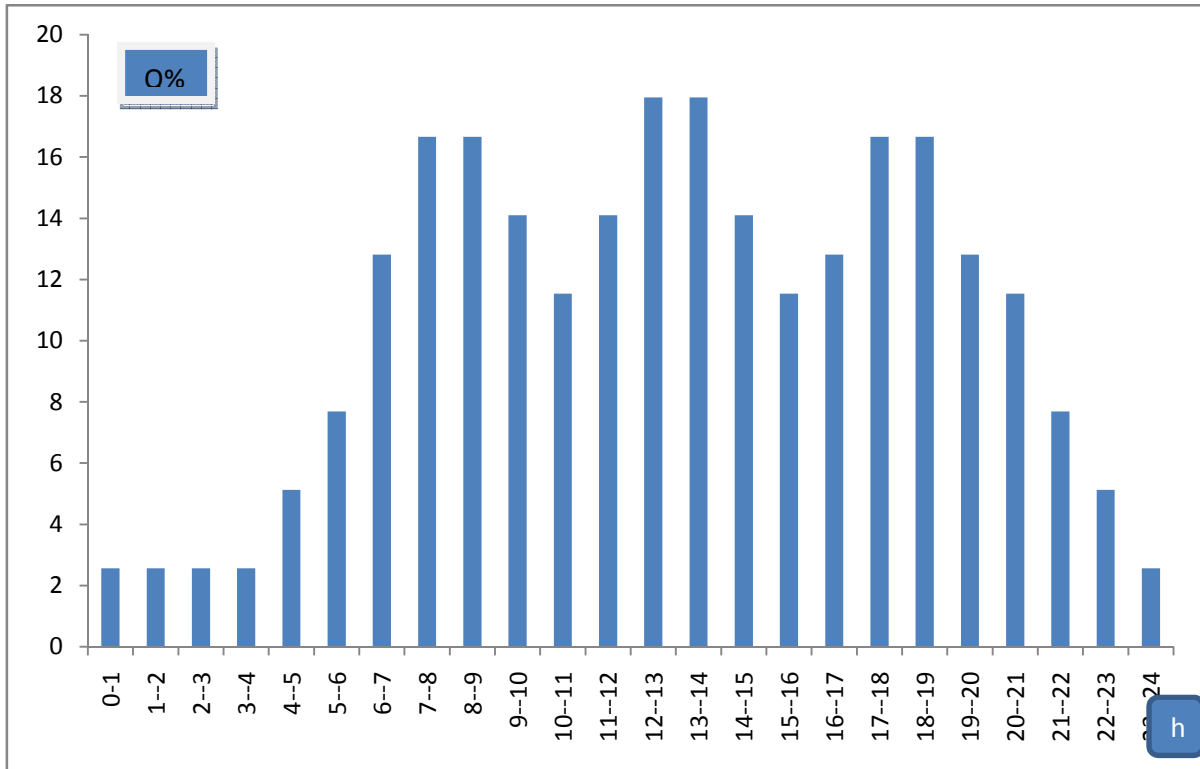


Figure N°1.4 A- *graphe de consommation*

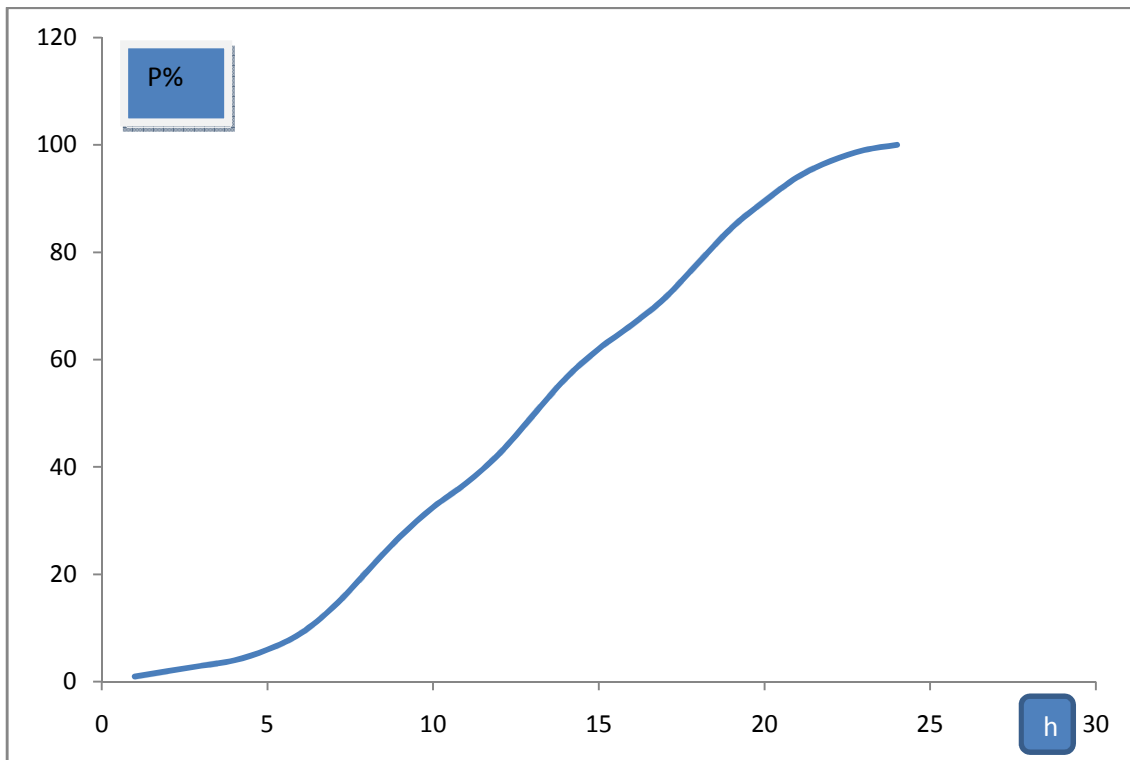


Figure N°1.5 B- *courbe intégrale* :

Introduction :

Pour tout système d'AEP une autonomie de distribution d'eau aux populations est nécessaire. Cette autonomie est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50% de la distribution maximale journalière ; cette capacité d'eau stockée assure la distribution pendant au moins 12heures en cas de défectuosité des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

III.1 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet

on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.

III.2 Rôles des réservoirs :

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, on peut citer :

- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les pointes de consommation .
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que des faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité (d'équilibre).
- la continuité de la distribution doit être assurée pendant l'arrêt de la pompe.
- la réserve d'incendie doit être prévue dans le cas où l'agglomération le nécessite.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- Jouer le rôle d'un relais.
- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

Remarque :

Le tableau N°III.1 représente les infrastructures existantes pour l'ensemble des centres ruraux.

Tableau N°III-1 : Infrastructures existants des centres ruraux

Commune	centres	Ressources D'eaux	Stockage	Conduite D'adduction	Réseau distribution
Meured	El assa (sersou)	Puit indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	Messaoudi 1	Puit militaire	Inexistant	Acier	Borne Fontaine
	Messaoudi 2	Puit militaire	Inexistant	Acier	Borne Fontaine
	Messaoudi 3	Puit militaire	Inexistant	Acier	Borne Fontaine
	Cité Fadjana	Puit (1 l/s)	RV 250	Acier	Inexistant
	Fekhar	Puit indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	Mousseli	Puit indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	Taibi	Puit indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	Nedjari	Puit indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant

Suite de Tableau N°III-1 : Les ressources et les conduites d'adductions existantes

Commune	centres	Ressources D'eaux	Stockage	Conduite D'adduction	Réseau distribution
Sidi Amar	D. ben slimane	RVT 2000	Inexistant	PVC	Borne Fontaine
	D.medjiah	Inexistant	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	Cité cheurfi	RVT 2000	Inexistant	A.G	Borne Fontaine
	D. cheurfi	RVT 2000	Inexistant	PVC	Borne Fontaine
	D. kaceme	Inexistant	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	D. ben salah	Inexistant	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	Bourouis 1	SP VSA	Inexistant	PVC	Existant
	Bourouis 2	SP VSA	RV 250	PVC	Existant
	Bourouis 3	SP VSA	Inexistant	PVC	Borne Fontaine
	D. ben rahmoune	Puit Indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant
	D. halak	Puit Indiv	Inexistant	Inexistant	Inexistant
Menaceur	Fadjana	Forage 4 l/s	RV 250	Acier	Existant

III.3. Calcul de la capacité total de stockage pour les centres ruraux : Sidi Amar –Menaceur - Mared :

Pour répondre au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations du débit journalières de consommation en tenant compte bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour déterminer la capacité des réservoirs de notre projet on va recourir à la méthode analytique.

La détermination de la capacité des réservoirs par cette méthode, exige deux régimes distincts :

Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.

Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 16 heures comme le montre le tableau III-2, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_u = \frac{(P\% Q_{\max j})}{100}$$

P% : représente le maximum des restes de $Q_{\max j}$ en pourcentage.

Tableau N° III-2 : Calcul de la capacité des réservoirs de chaque communes

HEURE	Consommation En %	Apport d'eau %	Eau stockée dans le réservoir %	Eau distribuée du réservoir %	Reste d'eau % calculé
0-1	01	0		1	-1
1-2	01	0		1	-2
2-3	01	0		1	-3
3-4	01	0		1	-4
4-5	02	0		2	-6

5-6	03	6.25	3.25		-2.75
6-7	05	6.25	1.25		-1.5
7-8	6.5	6.25		0.25	-1.75
8-9	6.5	6.25		0.25	-2
9-10	5.5	6.25	0.75		-1.25
10-11	4.5	6.25	1.75		0.5
11-12	5.5	6.25	0.75		1.25
12-13	07	6.25		0.75	0.5
13-14	07	6.25		0.75	-0.25
14-15	5.5	6.25	0.75		0.5
15-16	4.5	6.25	1.75		2.25
16-17	05	6.25	1.25		3.5
17-18	6.5	6.25		0.25	3.25
18-19	6.5	6.25		0.25	3
19-20	5.0	6.25	1.25		4.25
20-21	4.5	6.25	1.75		6
21-22	03	0		3	3
22-23	02	0		2	1
23-24	01	0		1	0

La commune de MEURED :

D'où le volume utile sera :
$$V_u = \frac{6 * 821,8}{100} = 49,31 \text{ m}^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_u + V_{inc}$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 60 m^3

Donc

$$V_t = 49,31 + 60 = 109,31 \text{ m}^3$$

On prend un volume de $V_t = 150 \text{ m}^3$

La commune de SIDI AMAR:

$$V_u = \frac{6 * 518,791}{100} = 31,31 \text{ m}^3$$

Et le volume de réservoir $V_t = V_u + V_{inc}$

$$V_t = 31,31 + 60 = 91,31 \text{ m}^3$$

On prend un volume total $V_t = 100 \text{ m}^3$

La commune de MENACEUR:

$$V_u = \frac{6 * 256,36}{100} = 15,38 \text{ m}^3$$

le volume de réservoir $V_t = V_u + V_{inc}$

$$V_t = 15,38 + 60 = 75,38 \text{ m}^3$$

On prend un volume total $V_t = 100 \text{ m}^3$

Détermination du volume de la bache d'eau :

le volume de la bache d'eau est déterminé comme suit :

$$V_B = T * Q / 4$$

Avec :

V_B : volume de la bache d'eau

Q : le débit entrant au réservoir pendant 16h de pompage

T : temps de remplissage du réservoir=15min

Donc :

$$V_B = 15 \cdot 60 \cdot 27.72 / 4$$

$$= 6237 \text{L}$$

$$V_B = 6.24 \text{m}^3$$

III.4 Construction des réservoirs :

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération de la qualité de l'eau emmagasinée, A cet effet. pour la construction des réservoirs des matériaux durable. seront choisis

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

III.5 Equipement du réservoir:

III.5-1 Départ de la conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier, a fin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0,5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.

III.5-2 TROP PLEIN

La conduite de trop-plein est destinée à évacuer le surplus du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un événement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, cette conduite se termine par un siphon.

III.5-3 VIDANGE

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne.

III.5- 4 ROBINET – FLOTTEUR

Le réservoir est équipé d'un robinet- flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau descend.

III.5-5 MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE

il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse être puiser pour la distribution. Aussi, on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorcé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment.

Conclusion :

Le calcul nous a donné à un volume de 350m^3 qui est plus petit que celui du réservoir existant de volume 500m^3 .

C'est pour cela dans notre étude nous ne projetons aucun réservoir.

- Introduction:

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante.

IV.1-Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

IV.1.1- classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

IV.1.1.a .réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

IV.1.1.b .réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

IV . 2- Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :**IV.2.1 -réseau ramifié :**

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent, Ce réseau n'assure aucune distribution de retour
Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau.

IV.2.1 a-Dimensionnement du réseau ramifié :

Pour le dimensionnement du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les points les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et celui d'incendie avec une pression de service suffisante pour les habitations élevées.

- le prix de revient du réseau doit être minimum
- pour le calcul de réseau de distribution, les données de départ sont :
 - la longueur des tronçons du réseau qui sont déterminée d'après les plans d'urbanisme et de topographie de l'agglomération

- les débits en chaque point de la conduite principale et des branches puissent être obtenus en fonction des besoins de l'agglomération et calculés à la base des normes choisies.
- le débit de distribution continue.
- les **cotes** du terrain au point nodal du système déterminé d'après le plan topographique.

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens.

Ce schéma n'est utilisé que pour les zones dont l'agglomération est éparpillée et le système d'alimentation ne peut être qu'à réservoir de tête.

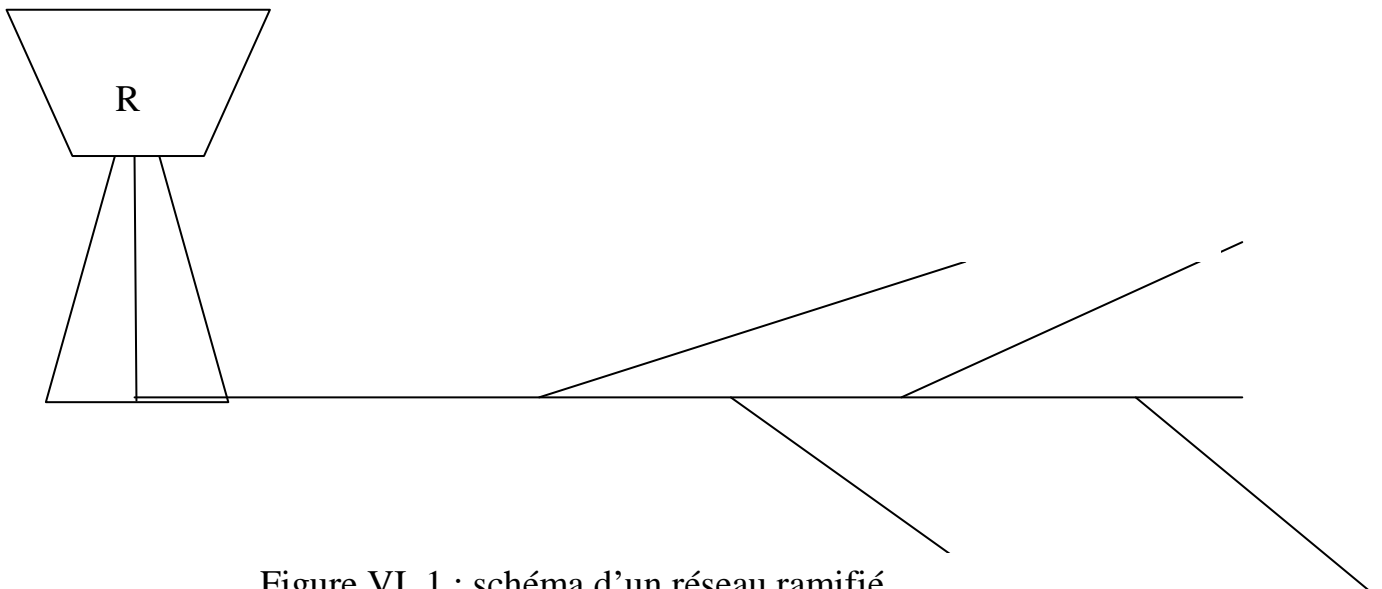


Figure VI. 1 : schéma d'un réseau ramifié

IV.1.b. Mode de calcul d'un réseau ramifié :

Nous allons débiter par le cas le plus simple qui est le calcul d'une conduite à service d'extrémité, nous parlons donc de la conduites reliant le réservoir au réseau(figure IV 2)

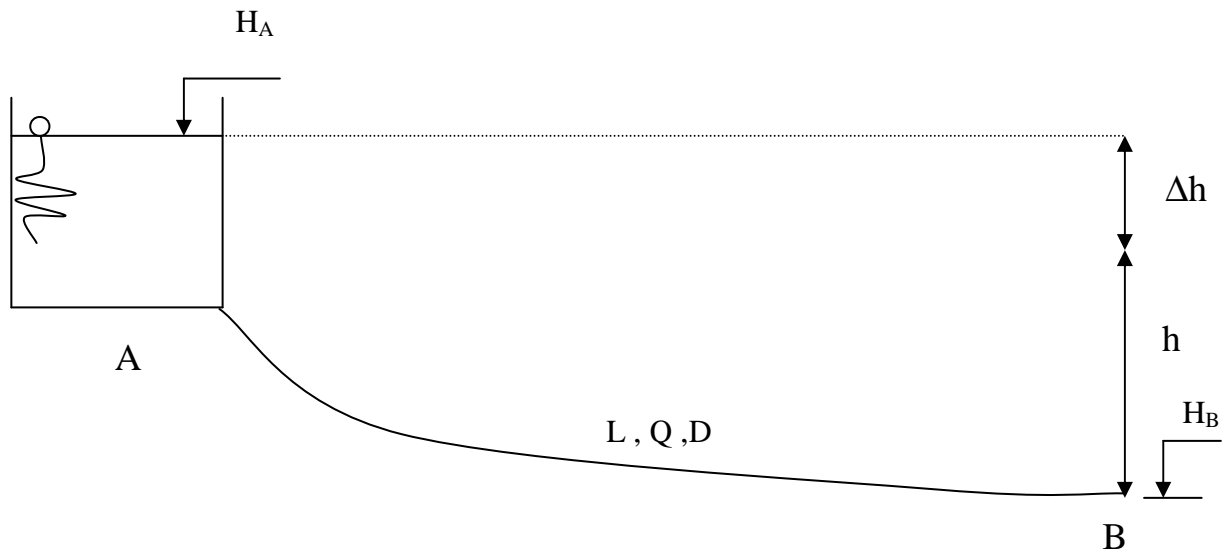


Figure VI .2 : schéma d'une conduite à service d'extrémité

Cas ou la charge est imposée :

Pour une longueur (L) et un débit (Q) donnés nous allons fixer une charge (h) minimale au niveau du point (B) ce qui nous donnera :

$$\Delta h = H_A - (H_B + h)$$

connaissant la perte de charge et le débit , nous pouvons dimensionner la conduite .

Cas ou la charge est inconnue :

Pour les mêmes données nous allons déterminer le diamètre qui pourra véhiculer un débit (Q) à une vitesse admissible et lire la perte de charge unitaire correspondante (j) qui nous donnera :

$$\Delta h = L j \quad \text{et} \quad h = H_A - (H_B + \Delta h).$$

Dans un réseau d'alimentation en eau potable les conduites assurent le plus souvent un service mixte, ce qui se représente en une distribution en route (Q) et un service d'extrémité (p) figure III.2:

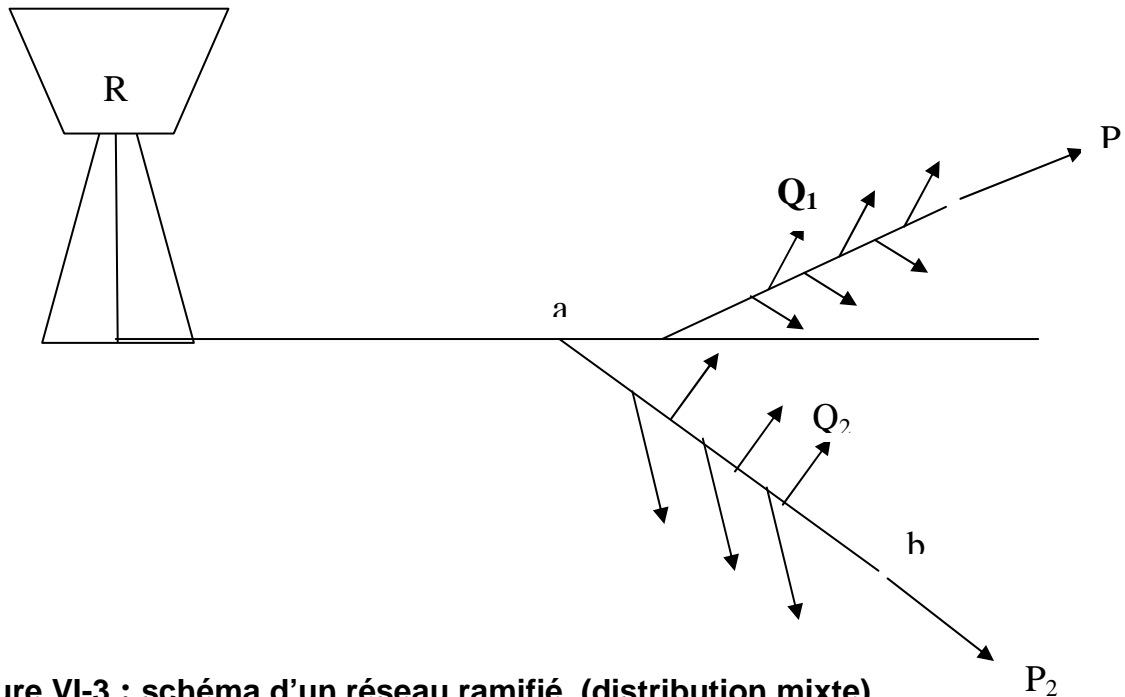
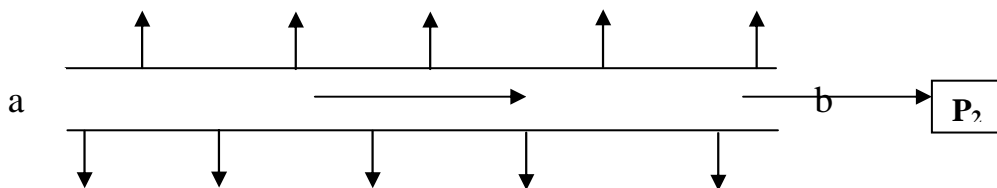


Figure VI-3 : schéma d'un réseau ramifié (distribution mixte)

Si nous isolons un tronçon (a-b) nous allons avoir :



FigureV I. 4 : tronçon à distribution mixte

Si (q) représenté est le débit unitaire et (L), la longueur du tronçon, le débit estimé en (a) sera :

$$Q = qL + p$$

et le débit distribué sur une longueur x de la conduite sera :

$$qx = qLx$$

ce qui donne au niveau du point(x) un débit de $[(Q - qLx) + p]$

Si on suppose que ce débit est constant sur une petite longueur (Lx) et sachant que la perte de charge est fonction du carré du débit on aura :

$$Dj = R/L [(Q - qLx) + p]^2 dl$$

Avec $Q = qL$, $q = Q/L$.

Ce qui nous donne :

$$Dj = R/L [Q^2 (1+ (Lx^2/L^2) - (2Lx/L)) + p^2 + 2Qp (1- (Lx/L))] dl.$$

en intégrant :

$$J = (RQ^{2/3}L^3) Lx^3 - RQ/L^2 (p+Q) Lx^2 + R/L (p+q)^2 Lx + C$$

pour $Lx = 0$ ou $j = 0$ on aura, $C = 0$.

et pour $Lx = L$ et $j = \Delta h$

$$\Delta h = R (P^2 + pQ + Q^{2/3})$$

Avec : Δh perte de charge (m).

Q = débit route (l/s).

P = débit transité (l/s).

R = résistance de la conduite.

Pour un calcul plus simple il a été jugé plus commode d'assimiler ces conduites mixtes à des canalisations à service d'extrémité plus simple à calculer :

$$\Delta h = R (p^2 + pQ + Q^{2/3})$$

$$\Delta h = R Q^2 \text{ cal}$$

ce qui donne $Q^2 \text{ cal} = p^2 + pQ + Q^{2/3}$.

$$Q_{\text{cal}} = p^2 + Pq + \sqrt{Q^{2/3}}$$

On remarque que l'expression sous le radical est supérieure à $(p+0,5)$ et inférieure à $(p + Q^{2/3})$ pour cela par convention le débit de calcul devient :

$$Q_{\text{cal}} = p + 0.55Q$$

Ce qui nous renvoie, au calcul précédent.

IV.2.2. Le réseau maillé :

Il est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle est dite maille.

IV.2.2.a. Avantage du réseau maillé :

- Il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons
- Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maillé, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.

IV.2.2.b Principe du tracé du réseau maille :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter, à savoir :

- Choisir le lieu des consommateurs principaux ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau ;
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses ;
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau ;
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses ;
- tracer les conduites principales à travers les quartiers entre lesquels, les conduites seront prévues

IV-3 Calcul du réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROSS basé sur deux lois à savoir :

1- loi des nœuds:

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égal à la somme des débits qui en sortent.

2- loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

3 – Calcul des débits :

Dans la présente étude, nous devons dimensionner des réseaux pour différents centres. Ces derniers sont soit maillés (FADJANA), soit ramifiés (NADJARI, MOSSELI, TAIBI) selon la taille et la configuration de l'agglomération

IV.3.1.FADJANA :

D'après le tableau de consommation horaire de notre agglomération on a en cas de pointe (12h-13h), un débit de pointe égale à 44.197 m³/h (12.28l/s).

Ce débit sera soutiré du réservoir

1-Cas de pointe: voir page 52

a – Débits en route :

Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$Q_{\text{cons}} = Q_{\text{route}} + Q_{\text{conc}}$$

Nous déduisons alors : $\Sigma Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}}$

Avec :

Q_{route}: débit en route en (l/s).

Q_{cons} : débit de consommation (l/s).

Q_{conc} : la somme des débits concentrés en (l/s).

dans notre cas : Q_{conc} = 0 (l/s)

Donc : Q_{route} = Q_{cons} Q_{route} = 12.28 L/s

b – Débit spécifique :

Ce débit est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons, donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{sp}} = \Sigma Q_{\text{route}} / \Sigma L_i \quad (\text{l/s/ml})$$

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m).

Q_{sp}: débit spécifique (l/s/ml).

On a $\Sigma L_i = 3282.06$ m

D'où: $Q_{\text{sp}} = 12.28 / 3282.06 = 0.00374$ L/s/ml

Tableau IV.1.1:calcul des débits en routes(FADJANA)

N°TR	LONG(m)	Qsps(L/S/ml)	Qroute(l/S)
1_2	106.23	0.00374	0.40
1_13	129.26	0.00374	0.48
2_3	143.45	0.00374	0.54
3_4	207.41	0.00374	0.78
3_6	223.08	0.00374	0.83
3_13	174.29	0.00374	0.65
4_5	185.33	0.00374	0.69
5_6	186.94	0.00374	0.70
6_7	187.04	0.00374	0.70
6_11	185.35	0.00374	0.69
7_8	175.21	0.00374	0.66
8_9	129.37	0.00374	0.48
8_11	185.23	0.00374	0.69
9_10	218.51	0.00374	0.82
10_11	132.11	0.00374	0.49
10_12	309.93	0.00374	1.16
11_13	224.18	0.00374	0.84
12_13	179.14	0.00374	0.67
TOT	3282.06		

C – débits nodaux :

Se sont des débits concentrés en chaque nœud, ils sont déterminés en fonction des débits en route des tronçons apparents du nœud considéré.

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_N = 0.5 \sum Q_{r, i} + \sum Q_{\text{conc}}$$

Avec :

Q_N : débit au nœud (l/s).

$\sum Q_{r, i}$: la somme des débits en route des tronçons apparents (tronçons reliés au nœud. (L/s).

$\sum Q_{\text{conc}}$: la somme des débits concentrés au niveau du même nœud en (l/s).

Tableau IV.1.2:calcul des débits nodaux (FADJANA)

N°NOEUD	tronçons	Qroute(I/S)	QN(I /S)
1	1_2	0.40	0.44
	1_13	0.48	
2	2_1	0.40	0.47
	2_3	0.54	
3	3_2	0.54	1.40
	3_4	0.78	
	3_6	0.83	
	3_13	0.65	
4	4_3	0.78	0.73
	4_5	0.69	
5	5_4	0.69	0.70
	5_6	0.70	
6	6_5	0.70	1.46
	6_7	0.70	
	6_11	0.69	
	6_3	0.83	
7	7_6	0.70	0.68
	7_8	0.66	
8	8_9	0.48	0.92
	8_7	0.66	
	8_11	0.69	
9	9_10	0.82	0.65
	9_8	0.48	
10	10_9	0.82	1.24
	10_11	0.49	
	10_12	1.16	
11	11_10	0.49	1.36
	11_13	0.84	
	11_8	0.69	
	11_6	0.69	
12	12_10	1.16	0.91
	12_13	0.67	
13	13_1	0.48	1.32
	13_3	0.65	
	13_11	0.84	
	13_12	0.67	

2- Cas de pointe + incendie :

A- Détermination du débit du château d'eau :

$$q_{ch} = q_{pte} + 8.5 = 20,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{pte} = 12.28 \text{ L/S}$$

$$q_{inc} = 8.5 \text{ L/S}$$

B- Débits en route :

Le débit spécifique est le même que celui en cas de pointe

$$Q_{sp} = 0.00374 \text{ L/S/ML}$$

Le calcul du débit en route pour tous les tronçons du réseau est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.2.1: calcul des débits en routes (FADJANA)

N°TR	LONG(m)	Qsps(L/S/ml)	Qroute(l/S)
1_2	106.23	0.00374	0.40
1_13	129.26	0.00374	0.48
2_3	143.45	0.00374	0.54
3_4	207.41	0.00374	0.78
3_6	223.08	0.00374	0.83
3_13	174.29	0.00374	0.65
4_5	185.33	0.00374	0.69
5_6	186.94	0.00374	0.70
6_7	187.04	0.00374	0.70
6_11	185.35	0.00374	0.69
7_8	175.21	0.00374	0.66
8_9	129.37	0.00374	0.48
8_11	185.23	0.00374	0.69
9_10	218.51	0.00374	0.82
10_11	132.11	0.00374	0.49
10_12	309.93	0.00374	1.16
11_13	224.18	0.00374	0.84
12_13	179.14	0.00374	0.67
TOT	3282.06		

C– Débits nodaux :

Les débits aux nœuds sont résumés dans le tableau IV.2.2 :

Tableau IV.2.2:calcul des débits en nodaux (FADJANA)

N°NOEUD	N°TR	Qroute(l/S)	Qc(l /S)	QN(l /S)
1	1_2	0.40	8.5	8.94
	1_13	0.48		
2	2_1	0.40	0	0.47
	2_3	0.54		
3	3_2	0.54	0	1.40
	3_4	0.78		
	3_6	0.83		
	3_13	0.65		
4	4_3	0.78	0	0.73
	4_5	0.69		
5	5_4	0.69	0	0.70
	5_6	0.70		
6	6_5	0.70	0	1.46
	6_7	0.70		
	6_11	0.69		
	6_3	0.83		
7	7_6	0.70	0	0.68
	7_8	0.66		
8	8_9	0.48	0	0.92
	8_7	0.66		
	8_11	0.69		
9	9_10	0.82	0	0.65
	9_8	0.48		
10	10_9	0.82	0	1.24
	10_11	0.49		
	10_12	1.16		

Suite de Tableau IV.2.2:calcul des débits nodaux (FADJANA)

N°NOEUD	N°TR	Qroute(l/S)	Qc(l /S)	QN(l /S)
11	11_10	0.49	0	1.36
	11_13	0.84		
	11_8	0.69		
	11_6	0.69		
12	12_10	1.16	0	0.91
	12_13	0.67		
13	13_1	0.48	0	1.32
	13_3	0.65		
	13_11	0.84		
	13_12	0.67		

REMARQUE :

Pour les trois centres restants nous prévoyons la projection des réseaux ramifiés.

IV.3.2-MOSSELI :

D'après le tableau de consommation horaire de notre agglomération, le cas de pointe se situe entre 12 et 13 heures le débit de pointe est égal à 3.965 m³/h (1.10 l/s).

$$Q_{\text{pointe}} = q_{\text{chateau}} = 1.10 \text{ l/s.}$$

Cas de pointe :

a – Débits en route :

Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau :

$$\Sigma Q_{\text{route}} = 1.10 \text{ L/s}$$

b – Débit spécifique :

Ce débit est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons, donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{sp}} = \Sigma Q_{\text{route}} / \Sigma L_i \quad (\text{l/s/ml})$$

$$\text{On a } \Sigma L_i = 1622.05 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } Q_{\text{sp}} = 1.1 / 1622.05 = 0.00068 \text{ L/s/ml}$$

C – débits nodaux :

C'est les débits concentrés en chaque nœud, ils sont déterminés en fonction des débits en route des tronçons apparents du nœud considéré.

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_N = 0.5(Q_{rI} + Q_{rI-1}) + Q_{COC}$$

Tableau récapitulatif IV. 3 : Calcul des débits nodaux (MOSSELI)

N° des nds	Tronçons	Long deTr	qspec	Qroute	QN
	R--1	421.24	0.00067815		
1	1--2	44	0.00067815	0.030	0.04
2	1--3	19	0.00067815	0.013	0.02
3	3--4	99.56	0.00067815	0.068	0.06
4	3--5	52.85	0.00067815	0.036	0.03
5	5--6	367.11	0.00067815	0.249	0.14
6	5--7	6	0.00067815	0.004	0.12
7	7--8	69.43	0.00067815	0.047	0.03
8	7--9	18	0.00067815	0.012	0.02
9	9--10	83	0.00067815	0.056	0.13
10	9--11	289	0.00067815	0.196	0.03
11	11--12	101	0.00067815	0.068	0.15
12	11--13	49	0.00067815	0.033	0.03
13	13--14	70	0.00067815	0.047	0.06
14	13--15	46	0.00067815	0.031	0.02
15	15--16	92	0.00067815	0.062	0.12
16	15--17	216.1	0.00067815	0.147	0.03
17					0.07
TOT		1622.05		1.100	1.10000

IV.3.3-NADJARI :

D'après le tableau de consommation horaire de ce centre on a en cas de pointe (12h-13h), un débit de pointe horaire égal à 4.199 m³/h (1.17l/s).

$$Q_{\text{pointe}} = 1.17 \text{ l/s.}$$

CAS DE POINTE :**a – Débits en route :**

Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation suivante :

$$Q_{\text{cons}} = \Sigma Q_{\text{route}} + \Sigma Q_{\text{conc}}$$

$$\text{Pour notre cas : } \Sigma Q_{\text{conc}} = 0 \text{ (l/s)}$$

$$\text{Donc : } \Sigma Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} \quad \Sigma Q_{\text{route}} = 1.17 \text{ L/s}$$

b – Débit spécifique :

Ce débit est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons, donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{sp}} = \Sigma Q_{\text{route}} / \Sigma L_i \quad (\text{l/s/ml})$$

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

$$\text{On a } \Sigma L_i = 1073.57 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } Q_{\text{sp}} = 1.17 / 1073.57 = 0.0011 \text{ L/s/ml}$$

c – débits nodaux :

C'est les débits concentrés en chaque nœud, ils sont déterminés en fonction des débits en route des tronçons apparents du nœud considéré.

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_N = 0.5(Q_{r\ i} + Q_{r\ i-1}) + Q_{\text{COC}}$$

Avec :

Q_N : débit au nœud (l/s).

$Q_{r\ i}, i-1$: débit en route des tronçons précédant (L/s).

ΣQ_{conc} : la somme des débits concentrés au niveau du même nœud en (l/s).

Tableau récapitulatif IV. 4/ Calcul des débits nodaux (NADJARI)

N° des nds	N°Tr	Long deTr	qspec	Qroute	QN
	R--1	176.78			
1	1--2	80	0.0011	0.088	0.15
2	1--3	185.89	0.0011	0.204	0.05
3	3--4	27	0.0011	0.030	0.13
4	3--5	30	0.0011	0.033	0.01
5	5--6	65	0.0011	0.072	0.07
6	5--7	34.43	0.0011	0.038	0.04
7	7--8	32	0.0011	0.035	0.15
8	7--9	216.06	0.0011	0.238	0.02
9	9--10	137.26	0.0011	0.151	0.20
10	9--11	17.5	0.0011	0.019	0.07
11	11--12	32	0.0011	0.035	0.14
12	11--13	216.43	0.0011	0.227	0.02
13					0.12
TOT		1073.57		1.17	1.17000

IV.3.4-TAIBI :

D'après le tableau de consommation horaire de ce centre on a en cas de pointe (12h-13h), un débit de pointe égal à 1.63 m³/h (0.45l/s).

$$Q_{\text{pointe}} = q_{\text{chateau}} = 0.45 \text{ l}$$

CAS DE POINTE :**a – Débits en route :**

Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$Q_{\text{cons}} = \sum Q_{\text{route}} + \sum Q_{\text{conc}}$$

$$\sum Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} \quad \sum Q_{\text{route}} = 0.45 \text{ L/s}$$

b – Débit spécifique :

Ce débit est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons, donné par la relation suivante :

$$Q_{sp} = \Sigma Q_{route} / \Sigma L_i \quad (l/s/ml)$$

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

On a $\Sigma L_i = 495.85$ m

D'où : $Q_{sp} = 0.45 / 495.85 = 0.00091$ L/s/ml

C – débits nodaux :

C'est les débits concentrés en chaque nœud, ils sont déterminés en fonction des débits en route des tronçons apparents du nœud considéré.

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_N = 0.5 (Q_r i + Q_r i-1) + Q_{COC}$$

Avec :

Q_N : débit au nœud (l/s).

$Q_r, i-1$: débit en route des tronçons précédant (L/s).

ΣQ_{conc} : la somme des débits concentrés au niveau du même nœud en (l/s).

Tableau récapitulatif VI 5 Calcul des débits nodaux (TAIBI)

N° des nds	N°Tr	Long deTr	qspec	Qroute	QN
	R--1	1486.43			
1	1--2	80.13	0.00090753	0.07272058	0.15
2	1--3	256.22	0.00090753	0.23252798	0.04
3	3--5	111.5	0.00090753	0.10118988	0.19
4	3--4	48	0.00090753	0.04356156	0.02
5			0.00090753		0.05
TOT		495.85			0.45

REMARQUE :

Seules la localité FADJANA nécessite une réserve d'incendie de 60m^3 , pour les autres localités, le débit d'incendie n'a pas été prévu vu le type et la taille de ces agglomération.

IV.4-Calcul des débits correctifs :

Après avoir repartie arbitrairement les débits à travers les tronçons, et la vérification des lois fondamentales de la méthode on peut faire maintenant la première approximation. Et par le programme EPANET on a pu tirer les résultats suivant :

IV.5 Calcul du réseau :

Le calcul des paramètres hydrauliques et les pressions sont donné dans les tableaux suivants :

- **TAIBI :**

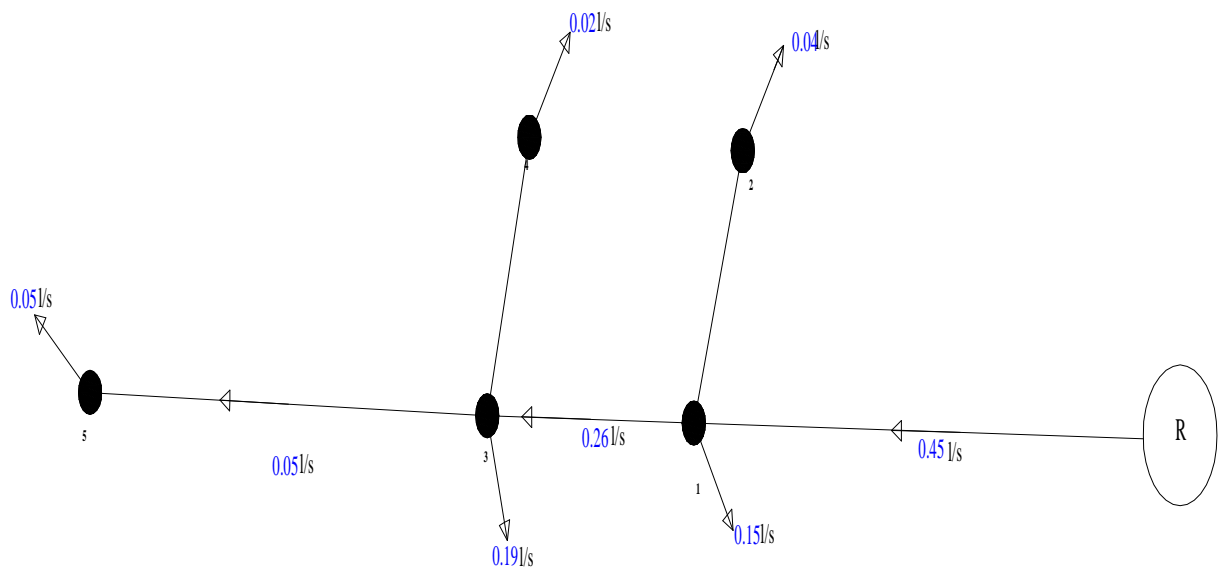


FIGURE IV.4 : Répartition arbitraire des débits (TAIBI cas de pointe)

Tableau VI6 : Détermination des charges.

	Altitude	Débits	Charge	Pression
ID Noeud	m	L /S	m	m
Noeud 1	455.957	0.15	474.11	18.16
Noeud 2	447.693	0.04	474.02	26.33
Noeud 3	452.9	0.19	473.65	20.76
Noeud 4	449.592	0.02	473.63	24.04
Noeud 5	460.11	0.05	473.59	13.48
Réservoir 1	477		481	4

Tableau VI : Détermination des pertes de charge

TR	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	P D.C
	m	mm	L/S	m/s	m/km
3-5	111.5	25	-0.05	0.1	0.62
3-4	48	20	-0.02	0.06	0.53
1-3	256.22	40	-0.26	0.21	1.79
1-2	80.13	20	0.04	0.13	1.2
R-1	1486.43	40	0.45	0.36	4.63

Tableau VI.8 : Détermination des charges.

ID Noeud	Altitude m	Demande Base L/S	Charge m	Pression m
Noeud 1	441.5	0.04	475.8	34.3
Noeud 2	442.876	0.02	475.78	32.9
Noeud 3	438.675	0.06	475.56	36.88
Noeud 4	436.474	0.03	475.48	39.01
Noeud 5	435.944	0.14	474.98	39.04
Noeud 6	423.271	0.12	470.38	47.11
Noeud 7	435.89	0.03	474.95	39.06
Noeud 8	432.279	0.02	474.91	42.63
Noeud 9	435.541	0.13	474.5	38.96
Noeud 10	440.329	0.03	474.43	34.1
Noeud 11	421.184	0.15	460.5	39.32
Noeud 12	421.183	0.03	460.18	39
Noeud 13	418.91	0.06	459.46	40.55
Noeud 14	419.32	0.02	459.42	40.1
Noeud 15	417.65	0.12	458.89	41.24
Noeud 16	417.65	0.03	458.82	41.17
Noeud 17	413.061	0.07	457.81	44.75
Réservoir	499		503	4

Tableau VI.9 : Détermination des pertes de charge

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	P D C
tr	m	mm	LS	m/s	m/km
R-1	421.24	32	1.1	1.37	64.57
1- 2	44	20	0.02	0.06	0.53
1- 3	19	44	1.04	0.68	12.77
3- 4	99.56	20	0.03	0.1	0.8
3- 5	52.85	44	0.95	0.62	10.89
5- 6	367.11	20	0.12	0.38	12.53
5- 7	6	44	0.69	0.45	6.21
7- 8	69.43	20	0.02	0.06	0.53
7- 9	18	32	0.64	0.8	24.78
9- 10	83	20	0.03	0.1	0.8
9- 11	289	25	0.48	0.98	48.43
11- 12	401	20	0.03	0.1	0.8
11- 13	49	25	0.3	0.61	21.26
13- 14	70	20	0.02	0.06	0.53
13- 15	46	25	0.22	0.45	12.41
15- 16	92	20	0.03	0.1	0.8
15- 17	216.1	20	0.07	0.22	5

• **NADJARI :**

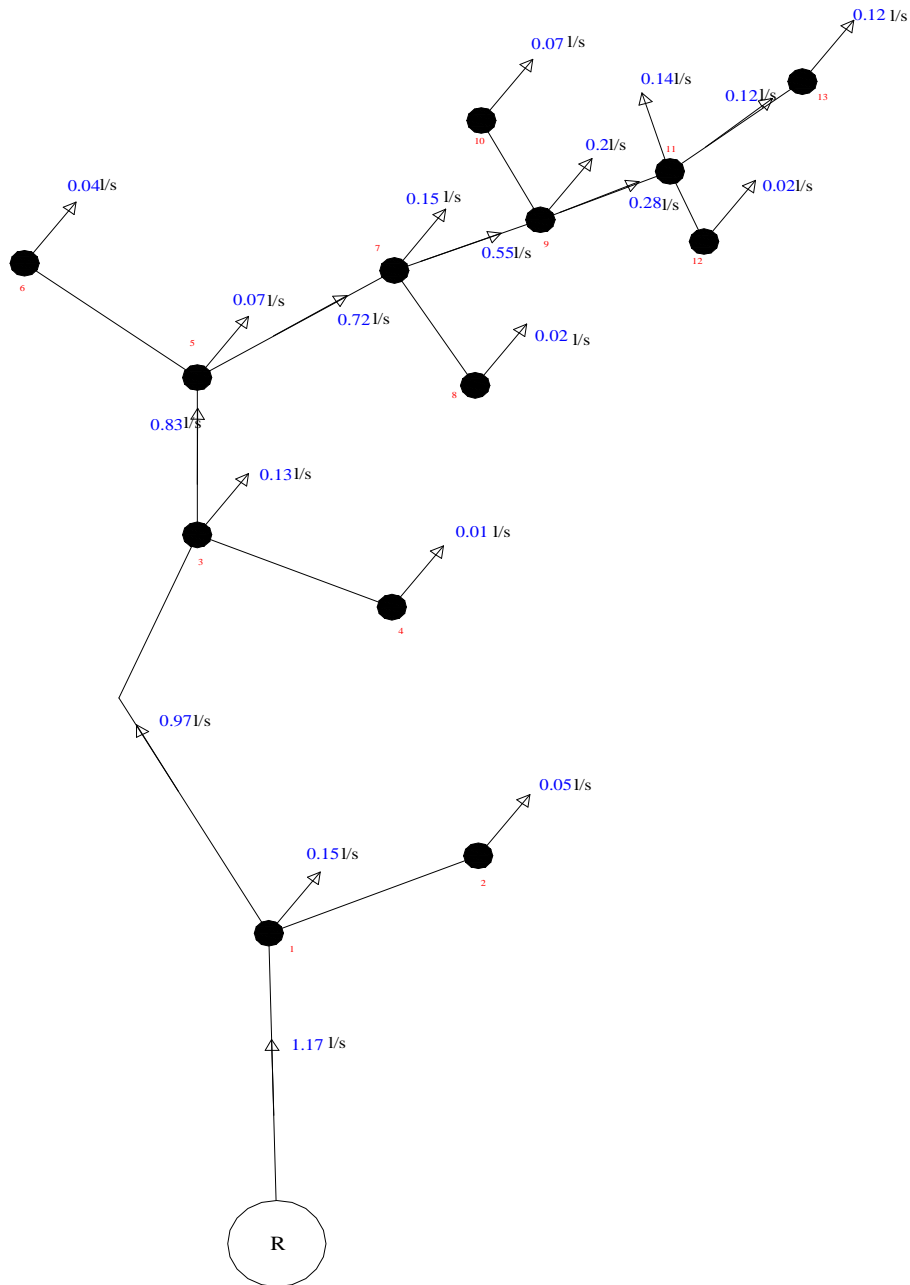


FIGURE IV.6 : la répartition arbitraire du débit (NADJARI cas de pointe)

Tableau VI.10 :
Détermination des
charges.

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
NoeudS	m	LPS	m	m
Noeud 1	487.12	0.15	514.62	27.5
Noeud 2	492.94	0.05	514.44	21.5
Noeud 3	472.962	0.13	511.31	38.35
Noeud 4	475	0.01	511.3	36.3
Noeud 5	471.931	0.07	510.9	38.97
Noeud 6	471.702	0.04	510.83	39.12
Noeud 7	472.424	0.15	510.67	38.25
Noeud 8	474	0.02	510.66	36.66
Noeud 9	478.938	0.2	506.57	27.63
Noeud 10	479.733	0.07	505.89	26.15
Noeud 11	478.846	0.14	506.24	27.4
Noeud 12	482.654	0.02	506.23	23.57
Noeud 13	480.794	0.12	505.95	25.15
Réservoir	515		519	4

Tableau VI.11 : Détermination des pertes de charge

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	P.D.C
TR	m	mm	LPS	m/s	m/km
R- 1	176.78	40	1.17	0.93	24.79
1_2	80	20	0.05	0.16	2.22
1_3	185.89	40	0.97	0.77	17.8
3_4	27	20	0.01	0.03	0.26
3_5	30	40	0.83	0.66	13.52
5_6	65	20	0.04	0.13	1.2
5_7	34.43	44	0.72	0.47	6.69
7_8	32	20	0.02	0.06	0.53
7_9	216.06	32	0.55	0.68	18.98
9_10	137.26	20	0.07	0.22	5
9_11	17.5	25	0.28	0.57	18.86
11_12	32	20	0.02	0.06	0.53
11_13	216.43	32	0.12	0.15	1.37

FADJANA

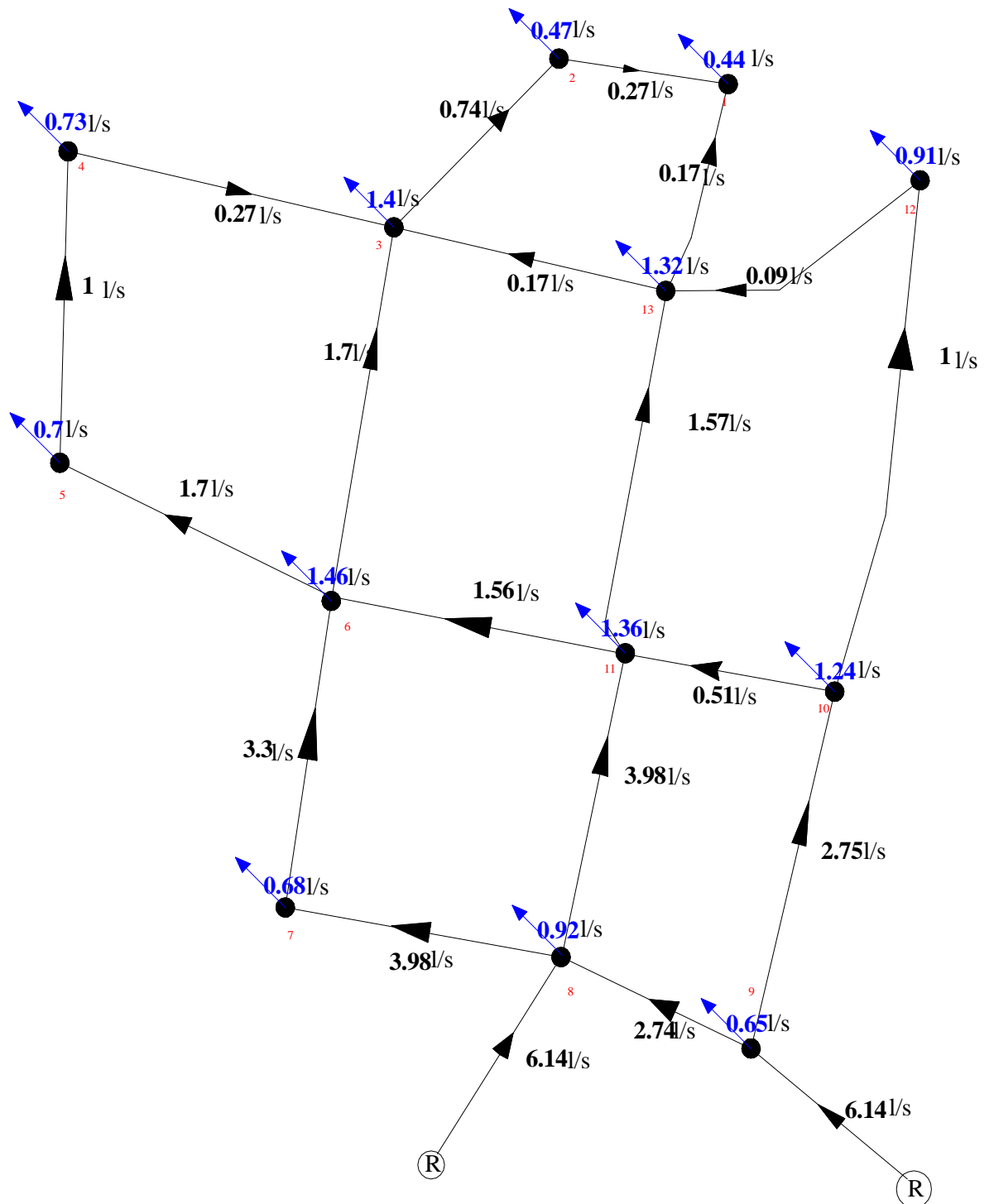


FIGURE IV.7.1 : la répartition arbitraire du débit (FADJANA cas de pointe)

1-Cas de pointe :

Tableau VI.12.1 : Détermination des charges.

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
NoeudS	m	L/S	m	m
Noeud 1	102.5	0.44	145.1	42.6
Noeud 2	101.7	0.47	140.88	39.18
Noeud 3	110	1.4	136.54	26.54
Noeud 4	107	0.73	127.85	20.85
Noeud 5	115	0.7	138.45	23.45
Noeud 6	118.39	1.46	148.42	30.03
Noeud 7	124.16	0.68	156.24	32.08
Noeud 8	127.63	0.92	161.01	33.38
Noeud 9	129.94	0.65	167.94	38
Noeud 10	119.62	1.24	166.52	46.9
Noeud 11	117.75	1.36	158.94	41.19
Noeud 12	108.58	0.91	145.99	37.41
Noeud 13	108.4	1.32	145.24	36.84
Réservoir R1	164.66		168.66	4
Réservoir R2	125.53		129.53	4

Tableau VI.13.1 : Détermination des pertes de charge

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
TR	m	mm	LPS	m/s	m/km
1-2	106.23	32	0.84	1.04	39.77
2-3	143.45	25	0.37	0.75	30.22
3-13	174.29	25	-0.49	0.99	49.9
1-13	129.26	80	1.28	0.25	1.06
3-4	207.41	25	0.44	0.9	41.9
4-5	185.33	20	-0.29	0.92	57.17
5-6	186.94	32	-0.99	1.23	53.36
6-7	187.04	40	-1.57	1.25	41.79
6-11	223.08	32	-0.99	1.23	53.25
7-8	175.21	50	-2.25	1.15	27.25
8-9	129.37	50	-3.28	1.67	53.53
9-10	218.51	110	8.35	0.88	6.49
8-11	185.23	20	0.11	0.36	11.18
6-11	185.35	40	1.86	1.48	56.77
11-13	224.18	20	0.3	0.95	61.13
10-11	132.11	50	-3.41	1.74	57.37
10-12	309.93	50	3.7	1.88	66.24
12-13	179.14	80	2.79	0.55	4.21
R2-8	9.28	110	0	0	0
R1 -9	102.42	125	12.28	1	7.03

2-Cas de pointe +Incendie:

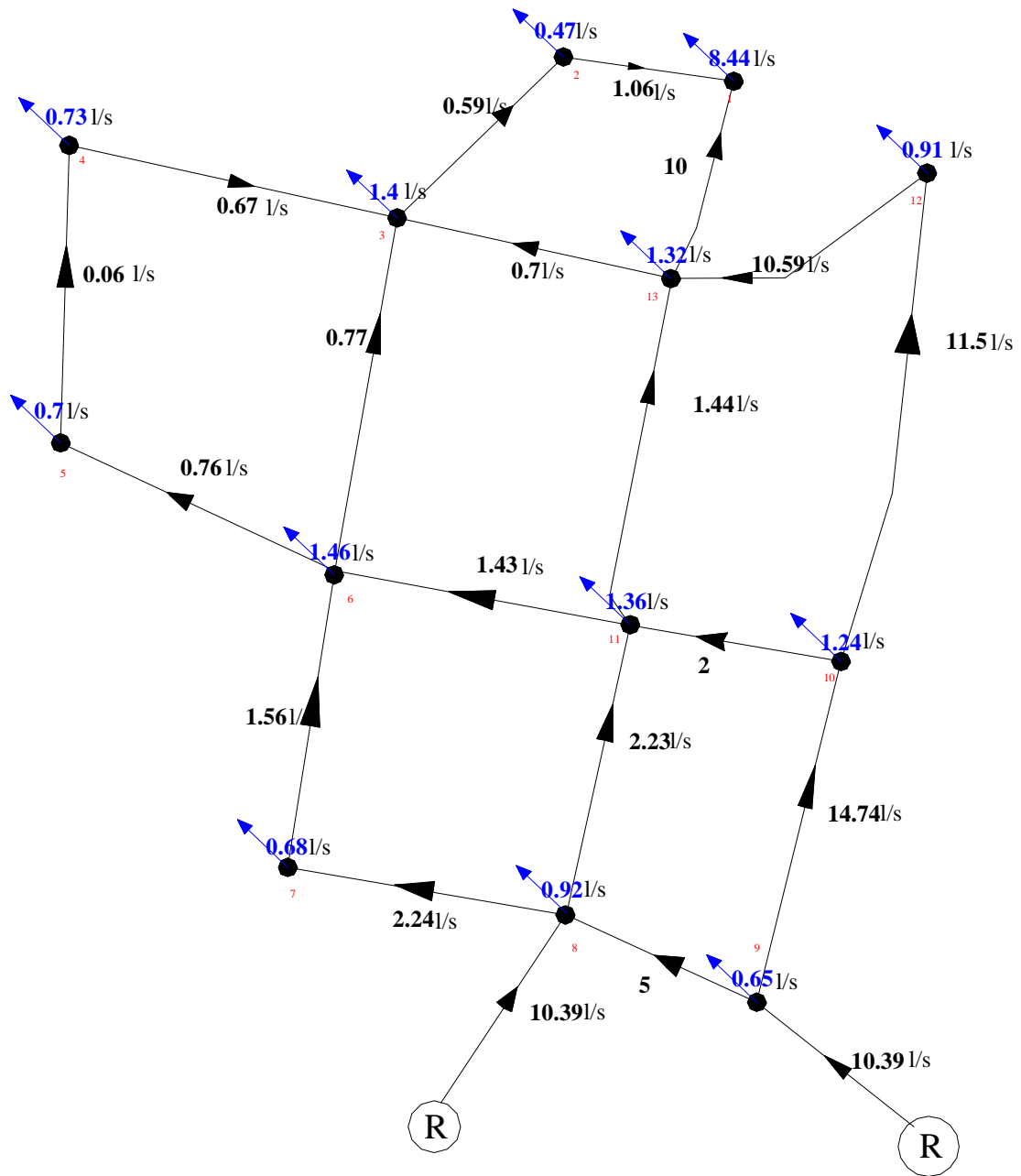


FIGURE IV.7.2 : la répartition arbitraire du débit (FADJANA cas de pte+inc)

Tableau VI.14.2 : Détermination des charges.

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
Noeuds	m	LPS	m	m
Noeud 1	102.5	8.94	156.04	53.54
Noeud 2	101.7	0.47	150.72	49.02
Noeud 3	110	1.4	143.68	33.68
Noeud 4	107	0.73	133.66	26.66
Noeud 5	115	0.7	141.99	26.99
Noeud 6	118.39	1.46	151.31	32.92
Noeud 7	124.16	0.68	158.64	34.48
Noeud 8	127.63	0.92	163.2	35.57
Noeud 9	129.94	0.65	165.22	35.28
Noeud 10	119.62	1.24	162.95	43.33
Noeud 11	17.75	1.36	159.92	142.17
Noeud 12	108.58	0.91	159.11	50.53
Noeud 13	108.4	1.32	157.18	48.78
Réservoir 1	164.66		168.66	4
Réservoir 2	125.53		129.53	4

Tableau VI.15.2 : Détermination des pertes de charge

TR	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	P.D.C
	m	mm	LPS	m/s	m/km
1-2	106.23	32	0.95	1.19	50.12
2-3	143.45	25	0.48	0.99	49.1
3-13	174.29	25	-0.63	1.28	77.49
1-13	129.26	110	9.89	1.04	8.8
3-4	207.41	25	0.48	0.98	48.27
4-5	185.33	20	-0.25	0.8	44.93
5-6	186.94	32	-0.95	1.18	49.86
6-7	187.04	40	-1.51	1.21	39.16
6-11	223.08	32	-0.77	0.96	34.23
7-8	175.21	50	-2.19	1.12	26.05
8-9	129.37	75	-4.88	1.1	15.57
9-10	218.51	125	15.25	1.24	10.38
8-11	185.23	50	1.77	0.9	17.72
6-11	185.35	40	1.67	1.33	46.43
11-13	224.18	40	0.78	0.62	12.21
10-11	132.11	50	-2.04	1.04	22.93
10-12	309.93	110	11.97	1.26	12.4
12-13	179.14	110	11.06	1.16	10.75
R2-8	9.28	110	0	0	0
R1 -9	102.42	110	20.78	2.19	33.63

Conclusion :

Après l'étude de la consommation des différents centres ,on a pu déterminer les débits maximum horaires pour le dimensionnement du réseau, et on déterminé encore les débits des tronçons ainsi que les débits nodaux.

Les dimensionnement ont été réalisés à l'aide du logiciel EPANET .

Définition :

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, ...) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution ; se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou gravitairement. En général elle ne comporte aucun piquage.

V.1- Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

1. le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages ;
2. Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes
3. Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

2- Choix du matériau :

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre
- Des pressions exigées
- Des conditions d'installation
- Du revêtement
- De la disponibilité sur le marché national
- Du prix unitaire de pose de l'adduction

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable)
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

V.3. Dimensionnement des conduites de refoulement

- Les frais d'amortissement de la conduite augmentent dans le même sens que son diamètre.
- Les frais d'exploitation seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

V.3.1 Détermination des diamètres économiques :

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules

1/ Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5 \sqrt{Q} .$$

2/ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} .$$

3/ Formule de MUNIER :

$$D_{ec} = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} ;$$

Avec :

n = nombre d'heures de pompage.

Q = débit en m³/s.

4/ Formule de VIBERT : (conduites en fonte)

$$D_{ec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continu})$$

$$D_{ec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage de 10h/24h})$$

Avec :

e = prix du kWh d'énergie ;

f = prix de 1kg de fonte en DA.

Remarque :

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Et les deux formules (MUNIER, VIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que la station de pompage ou le groupe électropompe fonctionne 24h/24h et les conduites sont en PEHD et pas en fonte.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

$$\text{Déc} = E1 / (\alpha+m) \cdot Qi (\beta+1) / (\alpha+m)$$

Avec :

- ✓ Q = débit en m³/s ;
- ✓ E = un facteur économique, donné par la formule suivante

$$E = 10 \cdot M \cdot \Gamma \cdot \gamma$$

Avec :

- Γ = prix du kWh en DA ;
- γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 \cdot K_j \cdot K_H}$$

k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau.

$$k_0 = 1,03 \text{ à } 1,04.$$

k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation.

$$K_j = 1,1 \text{ à } 1,3.$$

k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation.

$$\gamma = \frac{1}{1,03 \cdot 1,3 \cdot 1,4878} = 0,502$$

M: Facteur tenant compte du matériau de la canalisation :

Tableau N°V-1 : Les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

- ✓ β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- ✓ m : Exposant tenant compte du type du matériau :

Tableau N°V-2 : Les valeurs de K, m et β

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

- ✓ α : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre ; tel que :

$$C_{\text{const}} = a + b.D^{\alpha}$$

C_{const} = coût de construction de la canalisation ;

a, b : grandeurs dépendant du type du matériau, de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{const}} - a = b . d^{\alpha} .$$

$$\text{Log} (C_{\text{const}} - a) = \log b + \alpha \log D$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau N°V-3 : Les valeurs de α , a et b

Tuyau	α	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A .ciment	1.95	78	11.0
Plastique	1.95	157	9.00

Dans notre cas nous avons pris : $\alpha = 1.95$; $\beta = 1.77$; $m = 4,774$.

Ce qui donne :

$$D_{\text{éc}} = E^{0,15} . Q^{0,41}$$

Sachant que le prix d'énergie aux heures de pointe (d'après l'ADE) est de 5,231DA/kwh, on aura : $E = 3.414$

D'ou :
$$D_{\text{éc}} = 1,202.Q^{0,41}$$

En utilisant la formule précédente avec un temps de pompage est égale à 16h, on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant :

Tableau N°V-4 : diamètres économiques de la conduite de refoulement

Q(l/s)	$D_{\text{éc}}$ (mm)	D_N (mm)	V (m/s)
27.72	276	315	0.36

REMARQUE :

En vérifiant les paramètres hydrauliques pour le diamètre calculé, on constate on a une vitesse faible dans la conduite de 315mm on prend un diamètre de 160 mm pour avoir une vitesse acceptable $V=1.37$ m/S

V.3.2.Détermination des nouvelles hauteurs manométriques pour le nouveau diamètre :

Puisque nous avons les cotes du trop plein dans chaque reservoir, les diamètres des conduites, les débits et les longueurs des tronçons, on peut calculer les pertes de charge :

$$\Delta H = K.I.Q^\beta / D^m$$

Et d'après le tableau N°V.2 :

- β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$).
- m : exposant tenant compte du type du matériau ($m = 4,774$).
- $K = 0,001052$

❖ Calcul de la HMT de La conduite de refoulement de la Station de pompage à la station de reprise :

- $L=4035.52$ m

REMARQUE :

Las pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires

$$\Delta H = 0,001052 \times 4035.52 \times 1.15 \times 0.02772^{1.77} / 0.16^{4.774}$$

$$\Delta H = 53.94 \text{ m}$$

Sachant que : $C_P = C_{TP_R} + \Delta H_{R-stp}$

Avec :

- C_P : cote de la HMT
- C_{TP_R} : cote de trop plein du réservoir de la station de reprise.
- ΔH_{R-stp} : pertes de charge entre la station de reprise et la station de pompage.

Et $C_{TP_R} = 168.65$ m

$$\Delta H_{R-stp} = 53.94 \text{ m}$$

$$C_P = 168.65 + 53.94 = 225.59 \text{ m}$$

$$C_{pST} = 225.59 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale d'une pompe est donnée par la formule suivante : $H.m.t = C_p - C_b$

Avec : $C_p = 225.59$ m

C_b : cote du plan d'eau de la bache d'aspiration de la station de pompage qui égale à : 60.73 m.

Donc la H.m.T = $225.59 - 60.73 = 164.86$ m

H.m.T = 164.86 m

❖ Calcul de la HMT de La conduite de refoulement de la station de reprise au réservoir EL HALEK :

On prend les mêmes constantes :

- $\beta = 1,77$
- $m = 4,774$
- $K = 0,001052$

Avec $L = 4675.62$ m et $\Delta H_S = 15\% \Delta H_L$

$$\Delta H = 0,001052 \times 4675.62 \times 1.15 \times 0.02772^{1.77} / 0.16^{4.774} = 62.5$$

$$\Delta H = 62.5 \text{ m}$$

Sachant que : $C_p = C_{tpR} + \Delta H_{R-STR}$

Avec :

- C_p : cote piézométrique
- C_{tpR} : cote du trop plein du réservoir HALEK .
- ΔH_{R-str} : pertes de charge entre Le réservoir HALEK et la station de reprise.

Et $C_{TPR} = 250.6$ m

$$\Delta H_{R-stp} = 62.5 \text{ m}$$

$$C_p = 250.6 + 62.5 = 313.1 \text{ m}$$

$$C_{pSR} = 313.1 \text{ m}$$

- La hauteur manométrique totale d'une pompe est donnée par la formule suivante : $H.m.t = C_p - C_{STR}$

Avec : $C_p = 313.1$ m

C_{STR} : Cote piézométrique de la station de reprise qui égale à : 163.44 m.

Donc la H.m.T = $313.1 - 163.44 = 149.66$ m

$$H.m.T = 149.66 \text{ m}$$

-Pour le refoulement de la station de pompage à la station de reprise les pompes utilisées ont les caractéristiques suivantes :

- Pompe choisie Multitec KSB 100-7.1
- Diamètre de refoulement $d_r = 241 \text{ mm}$;
- Nombre de tours $N = 1750 \text{ tr/min}$;
- Rendement $\eta = 71 \%$;
- Puissance absorbée $P_{abs} = 58.81 \text{ KW}$;
- NPSH requis $(NPSH)_r = 2.28 \text{ m}$.
- Nombre d'étage $n=9$ étage

- Pour le refoulement de la station de reprise au réservoir HALEK les pompes utilisées ont les caractéristiques suivantes :

- Pompe choisie Multitec KSB 100-7.1
- Diamètre de refoulement $d_r = 241 \text{ mm}$;
- Nombre de tours $N = 1750 \text{ tr/min}$;
- Rendement $\eta = 71 \%$;
- Puissance absorbée $P_{abs} = 64.52 \text{ KW}$;
- NPSH requis $(NPSH)_r = 2.28 \text{ m}$.
- Nombre d'étage $n=8$ étage

V.4 Dimensionnement des conduites Gravitaires :

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (conditionné par la pente, pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit se situer à une côte supérieure à celle du réservoir d'accueil.

V.4-1- Adduction du réservoir HALEK au point de piquage SIDI AMAR :

Du point de piquage jusqu'au réservoir HALEK, la conduite à dimensionner s'étend sur une longueur de 629.76 mètres

Ajouté à cela, le point de piquage se trouve à une côte de 213.52 mètres inférieure à la côte de radier du réservoir qui est de 246.6 mètres.

avec une pression de 1 bar au point de piquage

$$\Delta H_S = 15\% \Delta H_L$$

1-Calcul de perte de charge :

La perte de charge du réservoir HALEK au point de Piquage est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = CR-H - (CT S + 10)$$

Avec

CT S : côte terrain naturel au point de piquage (SIDI AMAR).

CR-H : côte du radier de réservoir HALEK.

Donc

$$\Delta H = 246.6 - (213.52 + 10) = 23.6\text{m}$$

$$\Delta H = 23.6\text{m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

Avec

K : coefficient de perte de charge = 0.001052

Q : débit journalier qui est de 0.01848 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 629.76mètres

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

$\beta = 1.77$ pour le régime turbulent rugueux.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

m = 4.774.

Donc le diamètre est de :

$$D = (K * L * Q^\beta / \Delta H)^{1/m}$$

$$D = [(0.001052 * 629.76 * 1.15 * 0.01848^{1.77}) / 23.6]^{1/4.774}$$

$$D = 0.111\text{m}$$

$$D_c = 111 \text{ mm}$$

D'où $D_n = 125 \text{ mm}$ avec une vitesse $V = 1.51 \text{ m/s}$

3- Détermination de la nouvelle charge au point de piquage (SIDI AMAR)

$$\Delta H = K \cdot L \cdot Q_B / D_m$$

$$\Delta H = 0.001052 \cdot 724.22 \cdot 0.01848^{1.77} / 0.125^{4.774}$$

$$\Delta H = 13.34 \text{ m}$$

et $\Delta H = CR-H - C_p - \text{pic}$

Avec $C_p - \text{pic}$: cote piézométrique de point de piquage (SIDI AMAR)

$CR-H$: côte du radier de réservoir HALEK.

donc : $C_p - \text{pic} = CR-H - \Delta H$

$$C_p - \text{pic} = 246.6 - 13.34$$

$$= 233.26$$

$$C_p - \text{pic} = 233.26 \text{ m}$$

V.4-2- Adduction du point de piquage SIDI AMAR au point de piquage MENACEUR :

La longueur de cette conduite est égale à 842.88 mètres du premier point de piquage jusqu'au deuxième point de piquage (MENACEUR).

Connaissant que le premier point de piquage a une côte piézométrique de 233.26 mètres supérieure à la côte de terrain naturel de deuxième point de piquage qui est de 174.4 mètres, avec une pression de 1 bar en ce point ; et débit transporté

$$Q = Q_T - Q_{S-A}$$

Q_T = Le débit total sortant du réservoir HALEK.

Q_{S-A} = le débit max journalier de la commune de SIDI AMAR

$$Q = 0.01848 - 0.006 = 0.01248$$

$$Q = 0.01248 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H_S = 15\% \Delta H_L$$

1-Calcul de perte de charge :

La perte de charge de cette conduite :

$$\Delta H = C_{p-S} - (C_{T_M} + 10)$$

Avec

C_{p-S} : côte piézométrique de 1^{ER} point de piquage (SIDI AMAR).

C_M : côte piézométrique de 2^{em} point de piquage (MENACEUR)

Donc :

$$\Delta H = 233.26 - (174.4 + 10) = 48.86\text{m}$$

$$\Delta H = 48.86\text{m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_r = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

On prend les mêmes constantes puisque le même type de matériau

$$K = 0.001052$$

Q : débit journalier qui est de 0.01248 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 842.88 m

$$\beta = 1.77$$

$$m = 4.774.$$

Donc le diamètre est de :

$$D = (K * L * Q^\beta / \Delta H)^{1/m}$$

$$D = [(0.001052 * 842.88 * 1.15 * 0.01248^{1.77}) / 48.86]^{1/4.774}$$

$$D = 0.088\text{m}$$

$$D_c = 88\text{mm}$$

D'où $D_n = 90\text{mm}$

3-Determination de la nouvelle charge au point de piquage (MENACEUR)

$$\Delta H = K * L * Q^\beta / D^m$$

$$\Delta H = 0.001052 * 842.88 * 1.15 * 0.01248^{1.77} / 0.09^{4.774}$$

$$\Delta H = 42.78 \text{ m}$$

$$\text{et } \Delta H = C_P - SA - C_P - \text{pic}$$

Avec $C_P - \text{pic}$: cote piézométrique du 2^{em} point de piquage (MENACEUR)

$C_P - SA$: cote piézométrique du 1^{er} point de piquage (SIDI AMAR)

$$\text{donc } : C_P - \text{pic} = C_P - SA - \Delta H$$

$$C_P - \text{pic} = 246.11 - 42.78$$

$$C_P - \text{pic} = 203.33$$

$$\Delta H = 203.33 \text{ m}$$

V.4-3- l'adduction du point de piquage MENACEUR-- FADJANA:

La longueur de cette conduite est égale à 2862.28 mètres du premier point de piquage (MENACEUR) Jusqu'à la cité FADJANA.

Connaissant que le p point de piquage a une cote piézométrique de 245.78 mètres supérieure à la cote de terrain naturel de la cité FADJANA qui est de 176.87 mètres, avec une pression de 1 bar en ce point ; et débit transporté $Q = Q_T - Q_{ME}$

Q_T = Le débit total sortant du réservoir HALEK.

Q_{ME} = le débit max journalier alimentant la commune de MENACEUR

$$Q = 0.01248 - 0.003 = 0.00948$$

$$Q = 0.00948 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H_S = 15\% \Delta H_L$$

1-Calcul de la perte de charge :

La perte de charge de cette conduite :

$$\Delta H = C_{P-M} - (C_{T_{FA}} + 10)$$

Avec

C_{P-M} : cote piézométrique du point de piquage (MENACEUR)

C_{FA} : cote terrain naturel de la cité FADJANA

Donc :

$$\Delta H = 233.26 - (221.38 + 10) = 1.88\text{m}$$

$$\Delta H = 1.88\text{m}$$

2- Détermination du diamètre de la conduite d'adduction :

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$$

On prend les mêmes constantes puisque le même type de matériau

$$K = 0.001052$$

Q : débit journalier qui est de 0.00948 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de m

$$\beta = 1.77$$

$$m = 4.774.$$

Donc le diamètre est de :

$$D = (K * L * Q^\beta / \Delta H)^{1/m}$$

$$D = [(0.001052 * 2862.28 * 1.15 * 0.00948^{1.77}) / 1.88]^{1/4.774}$$

$$D = 0.202\text{m}$$

$$D_c = 202\text{mm}$$

D'où $D_n = 250\text{mm}$

Remarque : avec ce diamètre calculé la vitesse est faible, pour cela on doit choisir un diamètre directement inférieur qui est égale à 160mm pour avoir une vitesse de 0.5m/s.

3- Détermination de la nouvelle charge au point de piquage (MENACEUR)

$$\Delta H = K * L * Q^\beta / D^m$$

$$\Delta H = 0.001052 * 2862.28 * 1.15 * 0.00948^{1.77} / 0.16^{4.774}$$

$$\Delta H = 5.73. \text{ m}$$

$$\text{et } \Delta H = C_{P-ME} - C_{P-FA}$$

Avec C_{p-ME} : cote piézométrique du point de piquage (MENACEUR)

C_{p-FA} : cote piézométrique du cité FADJANA

donc : $C_{p-FA} = C_{p-ME} - \Delta H$

$$C_{p-FA} = 203.33 - 5.73$$

$$= 197.6$$

$$C_{p-FA} = 197.6 \text{ m}$$

Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre 160mm qui permet de véhiculer de débit jusqu'au réservoir HALEK .Dans la partie gravitaire, le dimensionnement nous a mené à différents diamètres du réservoir HALEK jusqu'aux différents réservoirs de stockage ; soient successivement 125 mm,90mm,160mm.

Introduction:

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

VI.1 : Pose de canalisation :**VI-1-2 : Principe de pose des canalisations :**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

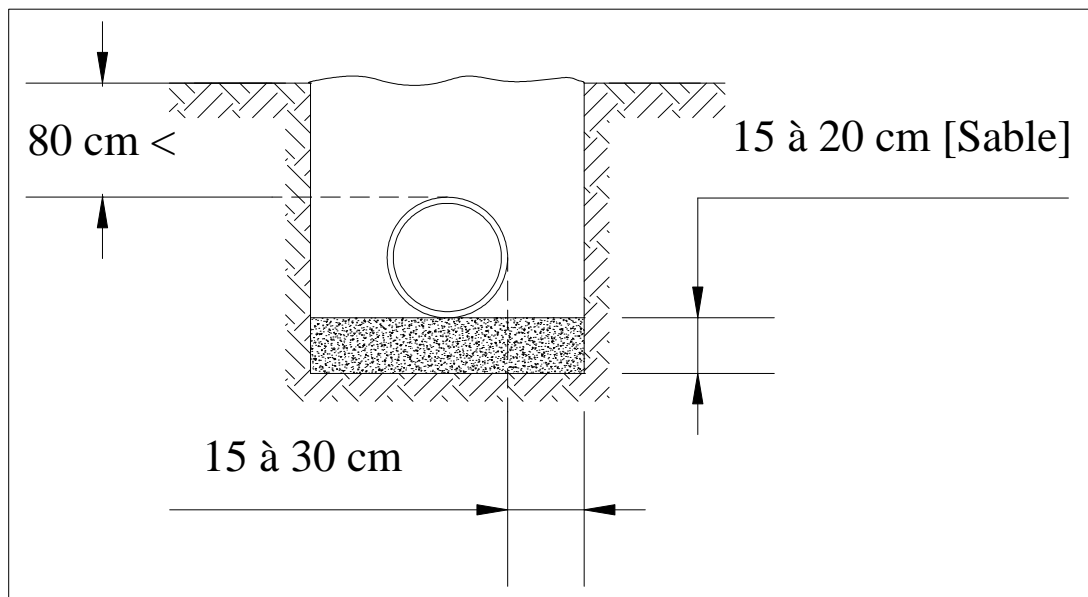
Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.1-3 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui subit des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.



VI.4 : Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

VI.I-5 : Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

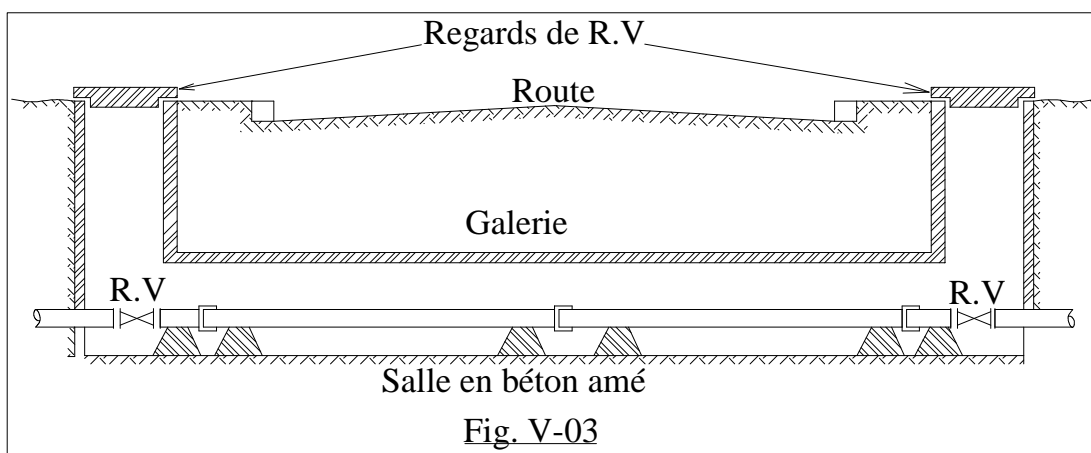
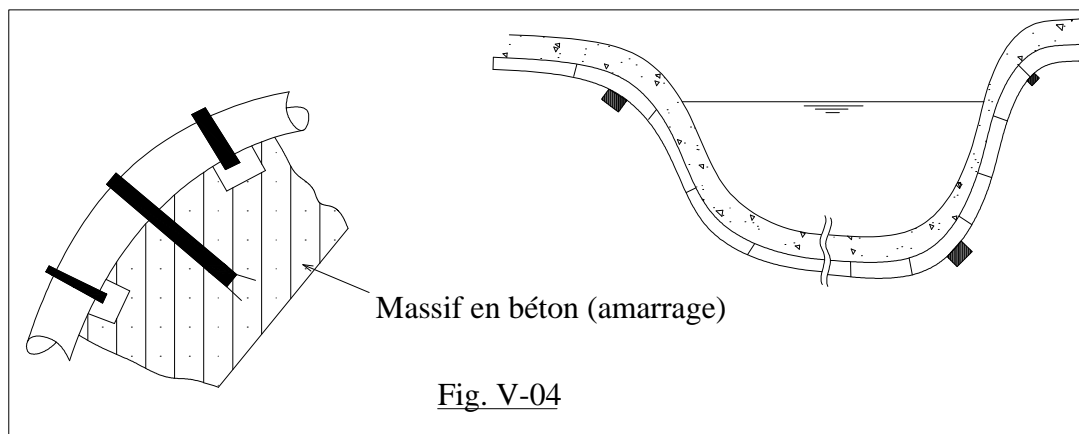


Fig. V-03 : Pose de canalisation en galerie.

VI.I-6 : Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans la cas ou le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).



VI.2 : Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

VI.2.1 : Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue plusieurs types de robinet vanne :

A/- Robinet vanne à coin :

Les vannes à coin sont des organes d'arrêt pour les conduites. Elles ne peuvent être employées comme organe de régulation. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. Les vannes à coin se divisent, conformément aux paliers de pression et à la forme du corps, en :

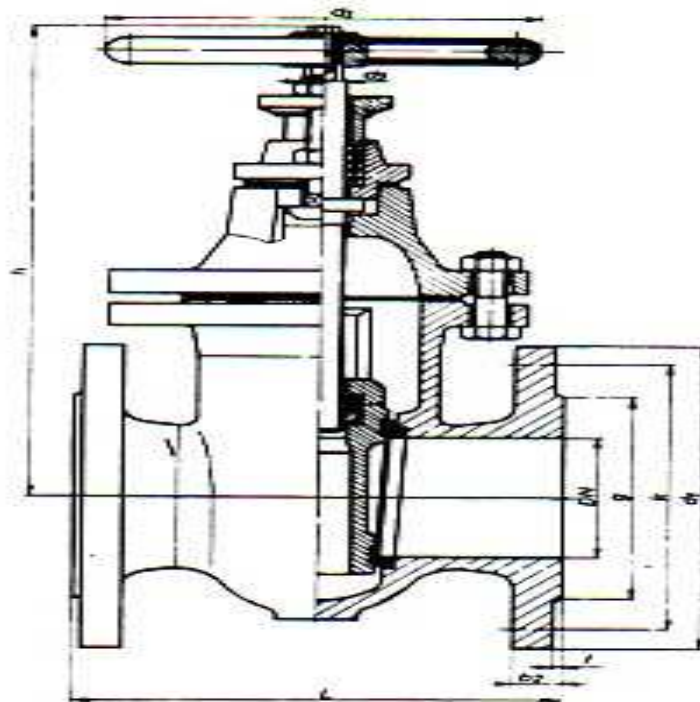
B/- Vanne à cage méplate : Elles sont en fonte avec tige filetée. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.
- Pour huile jusqu'à 150°C.

Leurs caractéristiques sont représentées sur le tableau N°V-01

Tableau N° VI-01 : Caractéristiques de la vanne à cage méplate :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-80	6	à bride PN 10	2300
100-300	4		
350-600	2,5		

**Fig. N° VI-05 : Robinet vanne à cage méplate.*****C- Vanne à cage ovale : [15]***

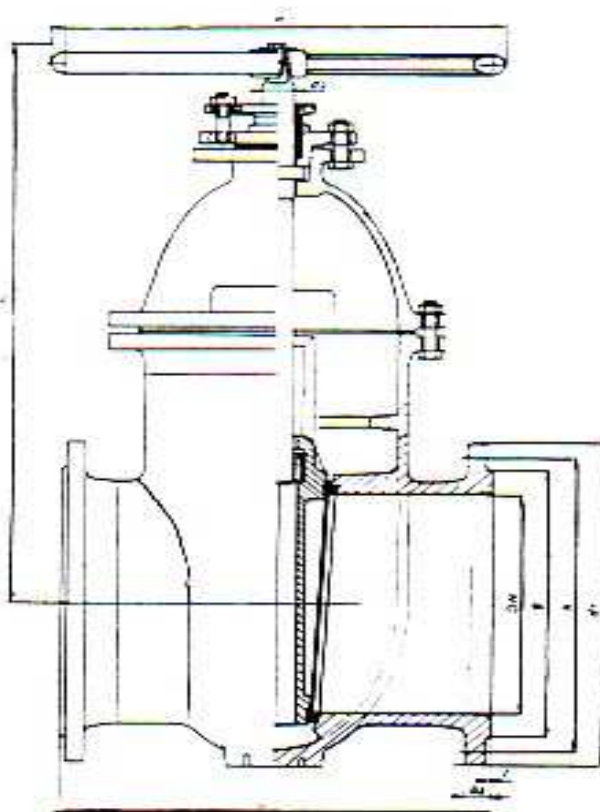
Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées :

- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour vapeur jusqu'à 150°C.
- Pour air jusqu'à 150°C.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées dans le tableau N°V-02:

Tableau N° VI-02 : Caractéristiques de la vanne à cage ovale :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40-65	16	à bride PN 10	2100
80- 600	10		

**Fig. N° VI-06** : Robinet vanne à cage ovale.***D-Vanne à cage ronde :***

Elles sont en fonte avec tige filetée intérieure. Elles sont utilisées

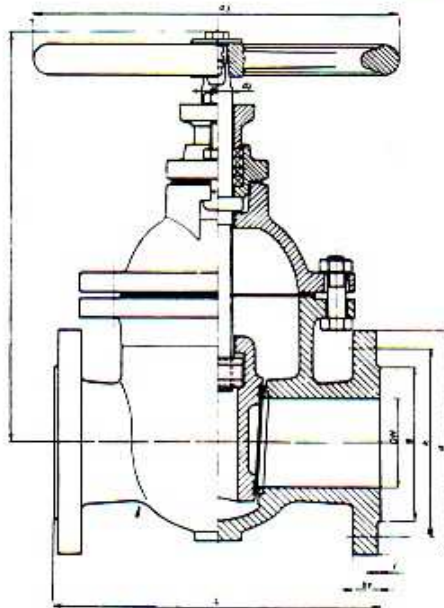
- Pour eau jusqu'à 40°C.
- Pour eau jusqu'à 150°C.

Elle existe encore en PN 25, pour eau à 40°C : DN80 -100-150.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le tableau N°V-03:

Tableau N° VI-03 : Caractéristiques de la vanne à cage ronde :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
80-300	16	à bride PN 16	2580-1
350-400			
400-450			
500-600			

**Fig. VI-07** : Robinet vanne à cage ronde [PN16-25].**E/- Robinet vanne à opercule métallique :**

Les robinets vannes à opercule métallique sont conçus pour l'équipement des :

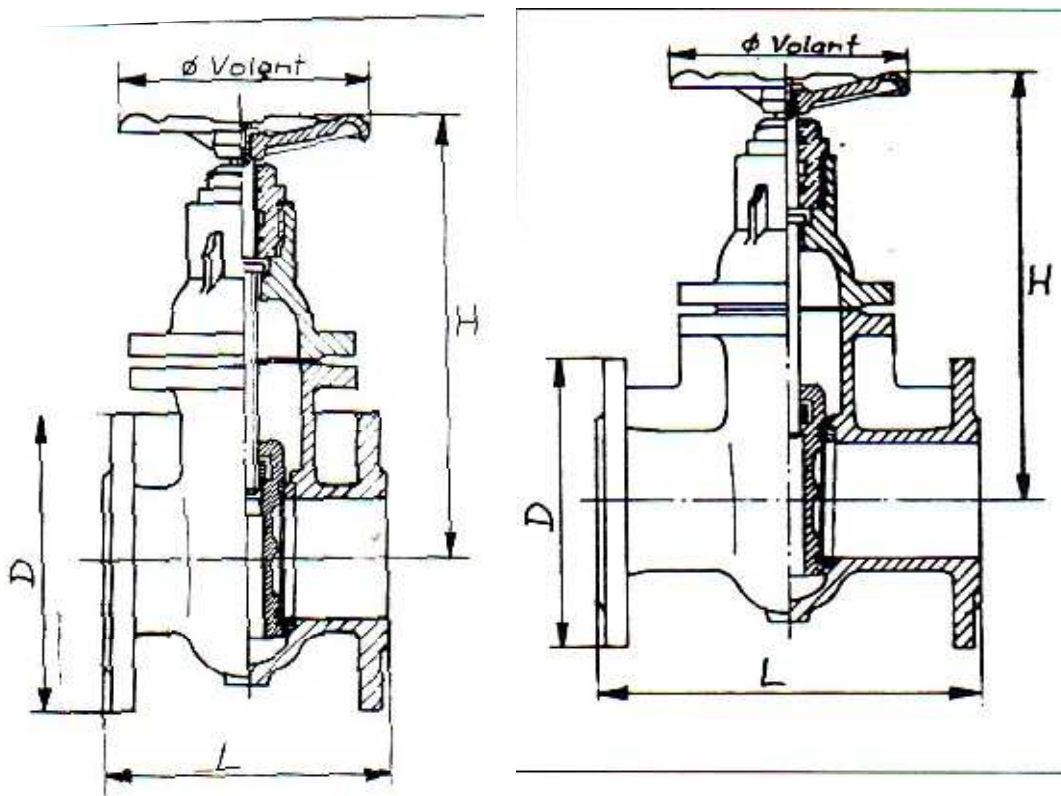
- Réseaux d'adduction et de distribution d'eau.
- Réseaux d'irrigation.
- Réseaux de protection incendie.
- Centrales thermiques.

Les caractéristiques de cette vanne sont représentées sur le tableau N°V-04:

Tableau N° VI-04 : Caractéristiques de la vanne à opercule métallique :

DN [mm]	PN [Bars]	Raccord	Type
40	16	à bride PN 16	/
50			
65			
80			
100			
125			
150			
200			

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements.

**Fig N° VI-08 : Robinet vanne à opercule**

F/ Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

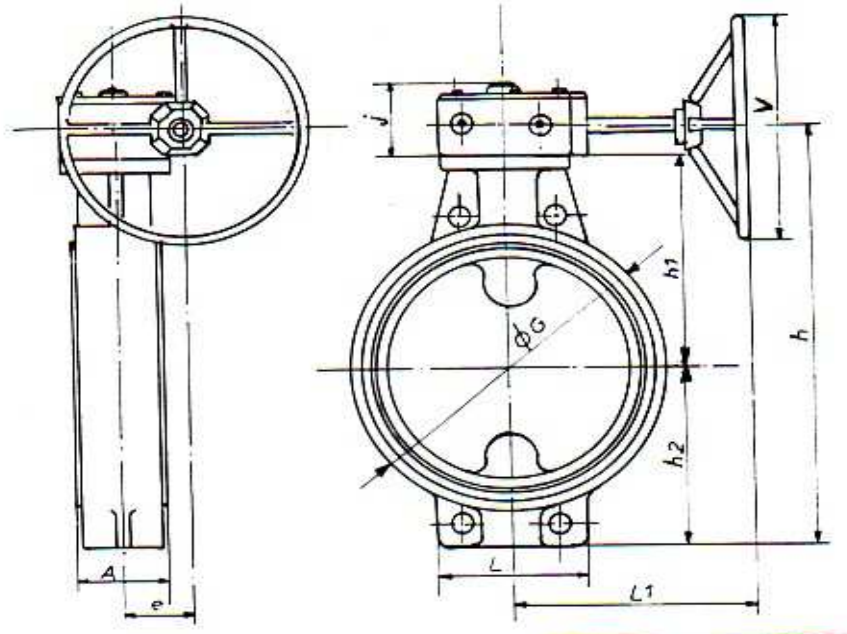


Fig. N° VI-09 : Vanne papillon.

VI-2.2 : Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

A : Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

B : Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur le génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ; et les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans

un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

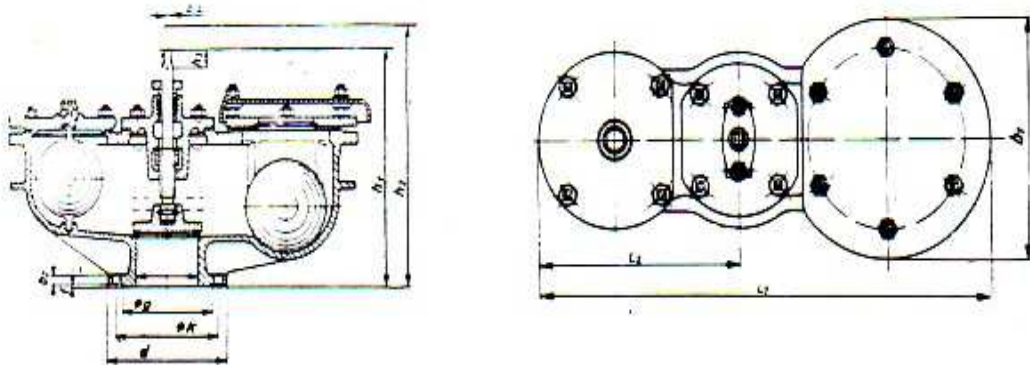


Fig. N° VI-10 : Ventouse à deux flotteurs.

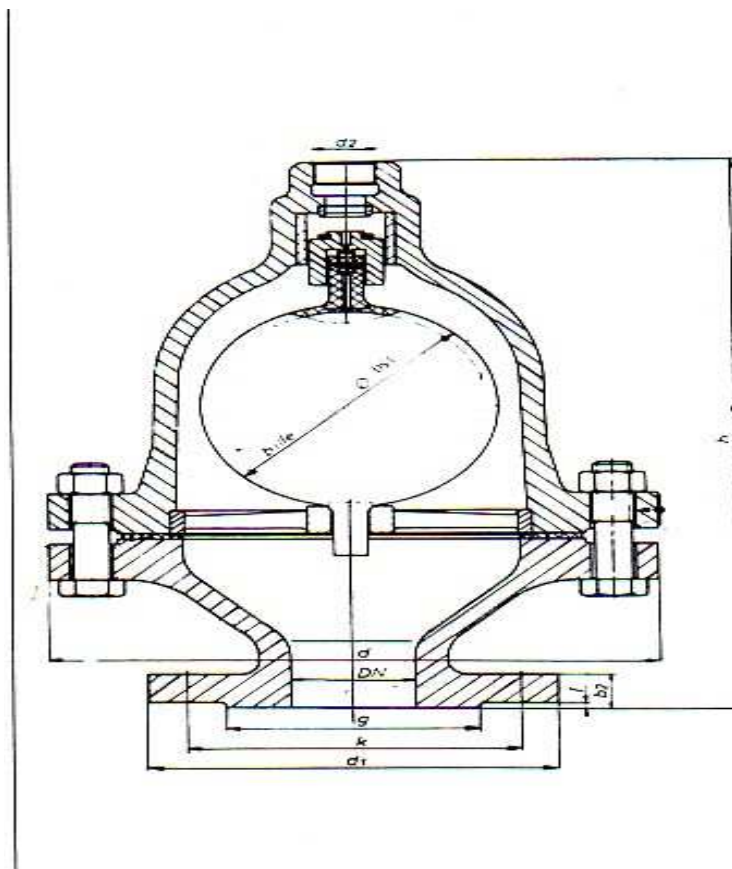


Fig. N° VI-11 : Ventouse à un seul flotteur.

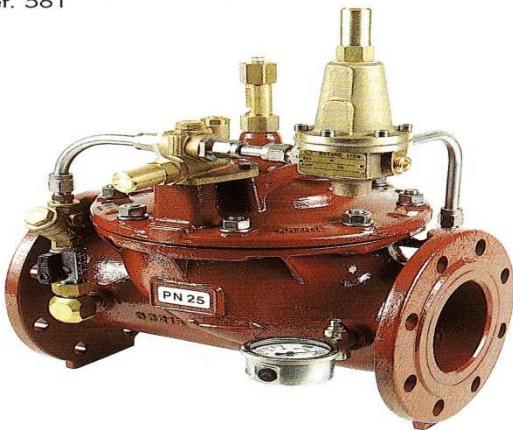
VI.2-3 : Les régulateurs de pression :

A : Régulateur de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Dans notre projet, l'eau véhiculée est une eau de source ne contenant pas de matières en suspension. D'après les informations recueillies sur le catalogue des pièces spéciales de l'entreprise BAYARD, nous avons :

HYDROSTAB AVAL

Réf. 561



■ Fonction

Réduit et stabilise la pression aval quelles que soient les variations de pression amont et le débit demandé.

■ Réglages

- Standard
P = 1 à 20 bar (DN 50 à 700)
- Autres
P = 0,2 à 2 bar (DN 50 à 700)
P = 1,5 à 2,5 bar (DN 50 à 350)
Pour les DN supérieurs, nous consulter.

Fig. V-12 : Régulateur de pression aval

B : Régulateur de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

HYDROSTAB AMONT

Réf. 551



Fig. VI-13 : Régulateur de pression

■ **Fonction**

Transfère les excédents d'un réseau amont vers un réseau aval dès que la pression amont dépasse une valeur pré-déterminée, quelles que soient les variations de pression aval et du débit transféré.

En ligne : mainteneur de pression amont.
En dérivation : déchargeur.

■ **Réglages**

- Standard
P = 1 à 20 bar (DN 50 à 700)
- Autres
P = 0,2 à 2 bar (DN 50 à 700)
P = 1,5 à 25 bar (DN 50 à 350)
Pour les DN supérieurs, nous consulter.

C - Régulateur de pression amont et aval : [14]**HYDROSTAB AMONT-AVAL**

Réf. 567

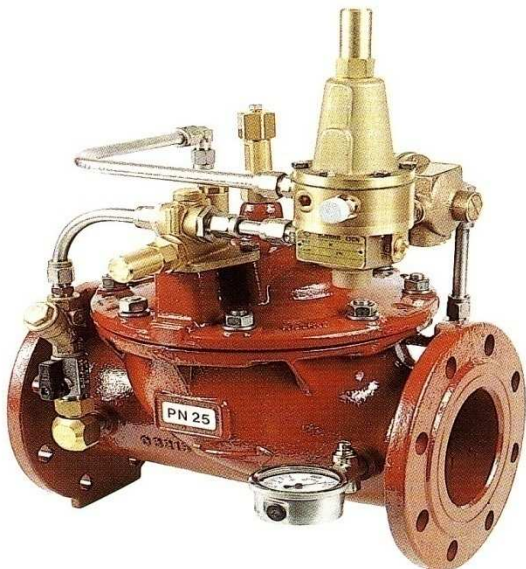


Fig. VI-14 : Régulateur de pression amont et aval.

■ **Fonction**

Maintient une pression minimum à l'amont, réduit et stabilise la pression aval quelles que soient les variations de pression et de débit.

■ **Réglages**

- Standard (Amont et Aval)
P = 1 à 20 bar (DN 50 à 700)
- Autres
P = 0,2 à 2 bar (DN 50 à 700)
P = 1,5 à 25 bar (DN 50 à 350)
Pour les DN supérieurs, nous consulter.

VI.2.4.les clapets d'air :

Il existe deux types de clapets :

- Clapets à simple effet : entrée d'air uniquement ; ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. il monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne
- Clapet à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur venant obturer un orifice.

VI.2.5.les poteaux d'incendie :

les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre aux quelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500l /min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m

CONCLUSION :

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les robinets de vidanges pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- Les joints GEBault pour installer les robinets vannes;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.

Introduction

La gestion est définie comme étant une politique, permettant de gérer un bien dans un état spécifié, ou en mesure d'assurer un service déterminé. Donc gérer, c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la production et entretenir les ouvrages et les équipements; bien gérer c'est assurer une opération au coût global minimum.

VII -1- But de la gestion

La gestion du réseau d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- la pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions nettoyages, de dépannage et de maintenance.
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VII - 2- Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux

d'eau potable

Au cours de cette dernière décennie, les méthodes de détections des fuites d'eau ont été passablement modifiées, d'une part grâce à l'apparition de nouveaux appareils et, d'autre part, par le choix des techniques qui réduisent la part de travail de nuit qui entraînait des frais élevés du personnel.

Parmi les méthodes de détection nous avons, les méthodes :

VII - 2- 1 - Ecoute des bruits de fuite.

L'écoute des bruits de fuite a toujours été une méthode importante de localisation. Mais le bruit d'une fuite peut être difficile à discerner par exemple pour les raisons suivantes :

- 1 - la distance jusqu'à un point d'écoute accessible, le robinet vanne le plus proche, étant trop grande.
- 2 - le matériau dont est faite la canalisation atténue le bruit de fuite, ce qui est particulièrement valable pour les tuyaux en amiante-ciment.
- 3 - les bruits de la circulation couvrant le bruit de fuite.

Un terrain d'instruction pourvu de fuites artificielles est un moyen remarquable, pour s'entraîner à cette méthode d'écoute, qui est encore aujourd'hui largement employée. En parallèle, d'autres méthodes basées sur des appareils électroniques qui sont utilisés largement aux pays développés pour localiser les fuites dans le réseau

VII - 3 - Importance de l'entretien et de la maintenance

Pour la qualité du service et son coût pour l'utilisateur, le poids d'un entretien est d'une maintenance efficace et considérable. Le coût de cette partie, face aux charges d'amortissement et de financement, peut varier de 25% à plus de 50% selon la durabilité des ouvrages, la nature des matériaux, et les conditions du financement.

L'expérience du gérant permet de limiter les coûts, tout en maintenant l'efficacité et la sécurité à la desserte.

VII - 3 -1- Maintenance

La maintenance est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable: en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

VII - 3- 2 - Maintenance Préventive

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps.

VII - 3- 3- Maintenances curatives.

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation, à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Pour gérer et exploiter correctement un champ de captage d'eau souterrain, ou superficielle, on doit impérativement considérer que se soit, le captage d'un forage ou d'un piquage, et la distribution seront indissolublement liés.

On ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre.

Dans notre cas, il faut que le point de piquage soit équipé techniquement de :

- un compteur d'eau
- un robinet vanne à fermeture lente.
- un nanomètre.
- une conduite de By-pass.
- une prise d'échantillon pour l'analyse.

VII - 3- 4- Entretien courant

Cela concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites etc.....).

VII - 3 -5 - Entretien préventif systématique

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où

- Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

VII - 3- 6- Entretien préventif exceptionnel

C'est un préventif qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne, à la suite d'une détection des fuites significatives par exemple.)

VII - 4- Gestion technique et suivi générale des installations.

La gestion d'une telle installation, d'un système d'alimentation en eau potable nécessite, un suivi général des installations, de contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

- contrôle hebdomadaire
- purges
- fonctionnement des accessoires
- étanchéités des conduites, vannes, robinetterie
- essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

VII -4- 1- Vieillessement et traitement des installations.

Le vieillissement est donc un phénomène incurable qui s'accompagne de plusieurs effets ; parmi les quels :

Le phénomène de corrosion qui est attribué à cause de

- présence de l'eau corrosive à l'intérieur ou à l'extérieur des conduites.
- existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles
- Effets galvaniques entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Généralement, il existe deux types de corrosion (électrique et bactérienne), et pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suit :

VII -4- 2- Protection active.

Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de, stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité de sols et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).

VII -4- 3- Protection passive

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

VII -4-4- Protection anti-corrosive

Deux possibilités fondamentales existant pour la protection contre la corrosion intérieure dans les conduites métalliques :

Donc le besoin d'une protection contre la corrosion externe, dépend de l'agressivité du sol.

Et le traitement des eaux devant être transporté, par les conduites, pour qu'elle ne soit pas corrosive et, qu'une couche de protection contre la rouille se forme sur les parois des conduites pour empêcher la corrosion ultérieure

VII - 5- Gestion des ouvrages de stockages.

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

Les équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir et leur

Fonction sont indiqués dans le tableau suivant

Tableau N°VII -1 Equipements des réseaux de distribution

Fonctions	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> • Clapet • Vidange • Vanne à fermeture lente • Equipement de trop plein • Siphon pour réserve d'incendie • Compteur • Canalisation de liaison • Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> • Débit • Equipement • Niveau
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> • Equipement spécial pour nettoyage • Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> • Eclairage • Joint de montage • Appareil de manutention

Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage sont:

Contrôle hebdomadaire

Contrôle semestriel

VII - 5- 1- Nettoyage des ouvrages de stockage

La désinfection des réservoirs comporte les diverses phases tel que :

- Décapage de dépôts
- Rinçage des parois et de radier avec un jet sous pression ; donc une bonne gestion des ouvrages nécessite l'application de tous les critères cités au paravent.

VII - 6- Contrôle de qualité de l'eau

La composition de l'eau est étudiée par le laboratoire qui en effectue l'analyse à la suite de prélèvement qu'il faut pendant les :

Contrôle mensuel

- Ouvrage de croisement, étanchéité.
- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes.

Contrôle semestriel

- Organe et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards, des coûts d'exploitation.

VII - 7 - Surveillance et l'entretien courant des adductions et des réseaux

La surveillance des conduites d'adduction en milieu urbain, est associée au contrôle général du réseau de distribution, qu'effectue le responsable du secteur et le fontainier à l'occasion de leur passage, sur la trace des conduites de ce réseau.

Par contre au milieu rural ou isolé, il est nécessaire de réaliser une vérification périodique particulière, permettant de contrôler l'évolution de la végétation à l'aplomb de la conduite.

Le respect de l'utilisation de la bande de certitude, crée au moment de la pose, le bon fonctionnement des matériels de fontainerie installés sur l'ouvrage de transport.

La première tâche que nous devons adopter pour notre projet, est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux , en tenant à jour l'historique des incidents et des interventions faites.

Cette surveillance systématique, s'appuiera sur les opérations faites lors de l'entretien courant des ouvrages, et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion de travaux de réparation ou de réclamations des usagers :

- Pour les tuyaux, elle concernera l'âge, les casses et leurs causes, l'état de revêtement intérieur et extérieur
- Pour les ouvrages spéciaux, elle portera sur les incidents survenus au génie civil et au matériel de fontainerie.

L'exploitant du débit maximum et la carte des pressions atteinte en différents points du réseau pour les débits globaux distribués maximaux, a fin de vérifier si la capacité réelle du réseau est égale à sa capacité initiale ou théorique. Notons aussi qu'un suivi rigoureux, est indispensable pour l'évolution du rendement et des pertes, au moyen de calcul et de modélisation.

Conclusion.

Le rendement d'un tel système d'alimentation en eau potable, est la différence entre le volume entrant dans le réseau et le volume consommé ou facturé; pour cela, le gestionnaire de service est appelé de porter une attention constante, pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaires.

Pour le vieillissement des conduites, nous devons prendre des précautions préventives, afin d'éviter leurs destructions ou leurs dégradations dans le temps, qui seront dû, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau, soit à d'autres causes.

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requièrent une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociaux, culturels, économiques et physiques).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujetti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

VIII -1 Causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VIII -2 Actions et conditions dangereuses

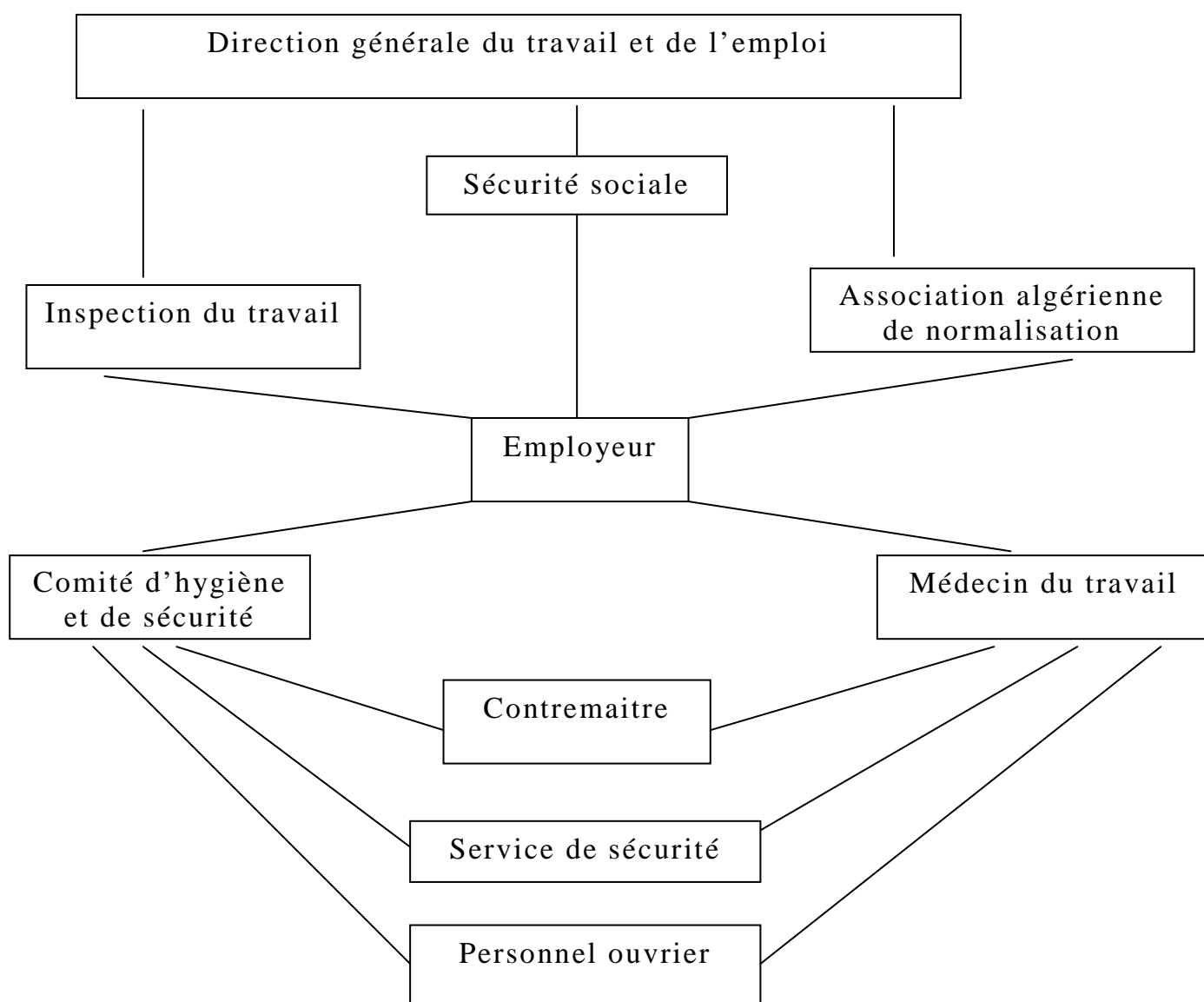
- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;
Ex : Graisser un engin en marche.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;
Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;
Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;
- Adopter une position peu sûre ;
Ex : transport du personnel sur la plate -forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
Ex : cadence de travail trop rapide ;
- Outillage, engin, équipement en mauvais état ;
Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
Ex : installation électrique en fil souple ;
- Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

- Conditions climatiques défavorables.

VIII -3 Organisation de la prévention des accidents du travail

- L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

- La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;
- Protection des membres inférieurs ;
- Protection des yeux ;
- Protection du tronc ;
- Protection de la tête ;
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Être pratique et confortable ;
- Être solide ;
- Être d'un entretien facile.

Conclusion

- La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.
- A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion

Le projet de mémoire de fin d'étude ayant pour intitulé AEP des zones rurales des communes de Meurad, Sidi Amar et Menaceur à partir du barrage de Boukourdane nous a conduit à concevoir à partir des infrastructures existantes un système d'AEP au projet des zones rurales limitrophes.les difficultés rencontrées pour le choix des tracés(refoulement, distribution) pour atteindre les différentes zones éparses à cause du relief accidenté.

Plusieurs difficultés sont apparues dans le choix des tracés pour atteindre les différentes zones éparses .

La finalisation de ce projet d'étude d'une importance particulière d'AEP de ces zones reculées jusqu'à l'horizon 2030.

BIBLIOGRAPHIE

[1] DUPONT.A ; Hydraulique urbaine Tome I et II ; Editions Eyrolles Paris 1988 ;

[2] J.BONIN ; Aide mémoire d'Hydraulique urbaine. Editions Eyrolles Paris 1982 ;

[3] DUPONT.A ; Exercices et projet ; Editions Eyrolles 1980 ;

[4] E. IVANOV ; Organisation de la construction d'un système du projet de distribution d'eau I.H.B 1985 ;

[5] DEGREMONT ; Editions Eyrolles (huitième édition) Paris 1978.
Mémento technique de l'eau ;

[6] CYRIL GOMELA et HENRI GUERREE ; Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Paris 1985 ;

[7] CARLIER M Hydraulique générale et appliquée ; Edition Eyrolles (1986) ;

[8] LAVOISIER. L Mémento du gestionnaire d'AEP et de l'assainissement ; Edition Loyonnaise (1994) ;

[9] SALAH B ; cours d'AEP ; ENSH 1993 ;

Mémoires de fin d'études :

HACHIM TCHAD .Mémoire de fin d'études d'alimentation en eau potable de la commune de KHRAICIA, (wilaya d'ALGER) ; ENSH 1995 ;

ALOUACHE DJAMEL Mémoire de fin d'études AEP de la ville de Mouzaia (W.BLIDA) ; ENSH 2002 ;